

552
С 94

Наркомос У. С. Р. Р.
НАУКОВО-ДОСЛ. ІНСТИТУТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ

Проф. Г. СУХОМЕЛ

**НЕРІВНОМІРНИЙ РУХ ТЕЧИВА В ОДКРИ-
ТИХ КОРИТАХ З МІСЦЕВИМИ ПЛАВКИМИ
ВІДХИЛАМИ ВІД ПРИЗМАТИЧНОЇ ФОРМИ**

Відбиток із IV т. 1-ої част. „Вістей Наук.-Досл. Інституту Водного Господарства
України“

КИЇВ—1931

KOMMISSARIAT DER VOLKSBILDUNG DER U. S. S. R.
WISSENSCH. FORSCHUNGS-INSTITUT DER WASSERWIRTSCHAFT
DER UKRAINE

Prof. G. SSUCHOMEL

**DER UNGLEICHFORMIGE ABFLUSS DER
FLÜSSIGKEIT IN DEN OFFENEN BETTEN
MIT ALLMÄHLICHEN ABWEICHUNGEN
VON DER PRISMATISCHEN FORM**

Sonderabdruck aus Nachrichten des Wissensch. Forschungs-Instituts Wasserwirts-
schaft der Ukraine. IV Bd. 1 Teil.

КИЇВ—1931

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО
ГОСПОДАРСТВА ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

МУЗЕЙ ІСТОРІЇ

Ізд. № _____



59
649912
с/а
у
532
с-91

Проф. Г. Й. Сухомел.

НЕРІВНОМІРНИЙ РУХ ТЕЧИВА В ОДКРИТИХ КОРИТАХ З МІСЦЕВИМИ ПЛАВКИМИ ВІДХИЛАМИ ВІД ПРИЗМАТИЧНОЇ ФОРМИ ¹⁾).

Der ungleichförmige Abfluss der Flüssigkeit in den offenen Betten mit allmählichen Abweichungen von der prismatischen Form. Vom Prof. G. Ssuchomel.

Відхили від призматичної форми корита відкритої водотоки бувають природного походження; але дуже часто вони виникають у наслідок тих чи інших штучних гідротехнічних споруд на річках або каналах. Водотока при цьому зазнає стиску або знизу, або з боків, або і знизу і з боків одночасно (іноді ж, навпаки, водотока розширюється); в наслідок зміни перекрою корита змінюється й подовжній профіль дзеркала водотоки, а так само, звичайно, і шкості — як їхні величини, так і напрямки. Далі розглядатимемо тільки такі споруди (або такі їхні частини), а також ті природні відхили від призматичности корит ²⁾, у наслідок яких величини шкостей змінюються взагалі плавко, а струмки мало скривлюються й залишаються хоч би приблизно рівнобіжними. Такі умови здійснюються тільки в тих випадках, коли відхили від призматичности корита досить плавкі ³⁾; а втім за таких умов у спорудах або коло них утворюються іноді водяні скоки; такі випадки з розгляду не виключаються, але самий скік доводиться виділяти й досліджувати окремо. Плавкі відхили від призматичности будуть і тоді, коли зміни спаду корита невеличкі. Аналогічно відхилам від призматичности на водотоки діють так само і зміни шерехатости корит на тій чи тій ділянці каналу або річки.

Найголовніше завдання гідравлічного розрахунку споруд — у тому, щоб визначити подовжній профіль дзеркала водотоки в споруді, криві підпору й спадання перед спорудою та за нею, а так само визначити положення та висоту водяного скоку, якщо він утворюється. Після того, як визначено подовжній профіль дзеркала водотоки, вже легко, порівнюючи, розв'язуються інші завдання гідравлічного розрахунку: визначення пересічних шкостей, перерозподіл шкостей в тому чи іншому перетині потоку тощо.

Визначати подовжній профіль дзеркала водотоки в споруді та коло неї буде багато легше (а часто тільки тоді й можна), коли користуватися з таких ідей та принципів:

¹⁾ Доповідь на засіданні Н.-Д. Інституту В. Г. Укр. 15 листопада 1929 р.

²⁾ Для стислості викладу казатимемо далі тільки про споруди, маючи на думці, що всі висновки стосуються і до природних відхилів від призматичної форми корита, які відповідають поставленим вимогам.

³⁾ У цій справі не розглядаємо тих випадків, коли корито водотоки має значну кривину в плані.

1) Ідея питомої енергії перекрою водотоки в одкритому кориті, яку запровадив у гідравліку проф. Б. О. Бахметев („Неравномерное движение жидкости в открытом русле“. 1912 р., 1928 р. вийшло 2-е видання); проте треба завважити, що Б. О. Бахметев обмежився тільки дослідженням пит. ен. перекр. в одному й тому ж перекрої— як функції змінної глибини.

2) Ідея зміни пит. ен. перекр. вздовж водотоки, що її подали в своїх працях Р. Böss. (Berechnung der Wasserspiegellage beim Wechsel des Fliesszustandes¹⁾. Berlin. 1919), Hinds (Engineering News Record за 1920 р. стор. 1034), Koch, Al. та Rehbock, Th.

3) Постулят найменшої питомої енергії перекрою, що запровадив у гідравліку Б. О. Бахметев²⁾, правда, при розгляді тільки но одного питання— витікання через водоперелив із широким порогом— замість постулята Белянже.

Окрім допіру наведених дуже корисні ще такі твердження.

4) Збурення, що їх спричиняють споруди, не поширюються в „тихих“ течіях униз за водою, а в „бурхливих“ течіях — проти води.

5) Вплив споруд на подовжні профілі течій поширюється в „тихих“ течіях тільки проти води, а в „бурхливих“ тільки за водою; цей вплив що далі від споруди — почувається все менше, себто течії намагаються наблизитися (в міру віддалення від споруди) до такого стану, в якому вони були б, якби споруди зовсім не було.

6) Водотока може запасати енергію, коли це треба, щоб пройти через споруду — тільки перед спорудою; „бурхлива“ водотока в цім випадку мусить перед спорудою на певній дільниці перейти з „бурхливого“ стану в „тихий“. Навпаки— витратити зайву енергію водотока може тільки за спорудою; „тиха“ водотока на певній дільниці за спорудою мусить для цього перейти з „тихого“ стану в „бурхливий“.

Розгляньмо подані тут ідеї та принципи докладніше; для конкретности та простоти розглядатимемо течії тільки в широких (сталої ширини) і не дуже глибоких коритах³⁾. Усі твердження розглянемо з енергетичного погляду.

1) Питомою енергією перекрою Б. О. Бахметев назвав, як відомо, суму: $h + \alpha \frac{V^2}{2g}$, де h —глибина (взагалі — змінна), V — пересічна скорість у перекрої та α — коректив на нерівномірний розподіл скоростей у перекрою, що його далі прирівнюватимемо приблизно одиниці; отже, означаючи далі пит. ен. перекрою літерою Θ , матимемо:

$$\Theta = h + \frac{V^2}{2g}$$

Якщо витрата водотоки Q , а ширина її B , то витрата на одиницю ширини

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

¹⁾ 1927 р. вийшло нове видання цієї монографії, як один з випусків—Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, N. 284. Із цієї монографії запозичено рисунки 3, 12, 13, 14, 15, які довелося тільки трохи переробити.

²⁾ За Р. Böss-овими відомостями цей постулят запровадив до гідравліки набагато раніше французький гідравлік Буальо — див. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1929, р. стор. 13.

³⁾ У кожному перекрої глибину по всій ширині вважатимемо за сталу, як це роблять звичайно.

а скорість
тепер

$$V = \frac{q}{h};$$

$$\Theta = h + \frac{q^2}{2gh^2} \dots \dots \dots (1)$$

Залежно від умов руху водотоки глибина її та питома енергія перекрою Θ можуть при заданому q змінюватися (але залишаючись однаковими по всій ширині водотоки). Графічно залежність між Θ та h подано на рис. 1 кривою АВС; далі цю криву називатимемо кривою (або графіком) Θh . Визначмо мінімальну вартість пит. ен. перекрою Θ_{\min} ; для цього прирівняймо похідну від Θ по h нулеві:

$$\frac{d\Theta}{dh} = 1 - \frac{q^2}{gh^3} = 0;$$

з цього визначаємо h_k , при якому Θ матиме свою мінімальну вартість:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (2).$$

Це є, як відомо, критична глибина водотоки.

Підставивши h_k до рівняння (1), дістанемо:

$$\Theta_{\min} = h_k + \frac{1}{2} h_k = \frac{3}{2} h_k \dots (3).$$

З меншою, ніж Θ_{\min} , кількістю питомої енергії перекрою витрата q не може текти в відкритому кориті. Галузь АВ з глибинами $h < h_k$ відповідає „бурхливому“ станові потоку, а галузь ВС, для якої $h > h_k$, відповідає „тихому“ його станові.

Легко переконалися, що вісь $O\Theta$ є асимптота галузі АВ, а бісектриса координатного кута ΘOh є асимптота галузі ВС.

Завважимо ще, що кожній глибині h відповідає одно певне Θ , тим часом як кожному Θ відповідають дві глибини — одна в царині „бурхливої“ й друга в царині „тихої“ течії; виняток становить тільки Θ_{\min} , якому відповідає одна глибина. По подробиці щодо графіка Θh відсилаємо до згаданих вже праць Б. О. Бахметєва та, особливо, Böss-a.

2) Розгляньмо тепер стисло зміну пит. ен. перекр. Θ вздовж водотоки з нерівномірним рухом. Для цього треба в кожному перекрої до глибини h додати висоту скорості $\frac{V^2}{2g}$ в цьому ж перекрої (рис. 2)

Сполучивши здобуті таким способом точки (на рисунку ризкоточкована лінія), матимемо графік (або криву) зміни Θ вздовж водотоки. Положення кожного перекрою потоку характеризується його відстанню s від певного початкового перекрою; через те, що допіру здобутий графік дає Θ в функції s , називатимемо його далі графіком (або кривою) Θs . Якщо відома якась точка А в перекрої 1 на кривій Θs , то легко переконалися, що, коли нарисувати через точку А позему лі-

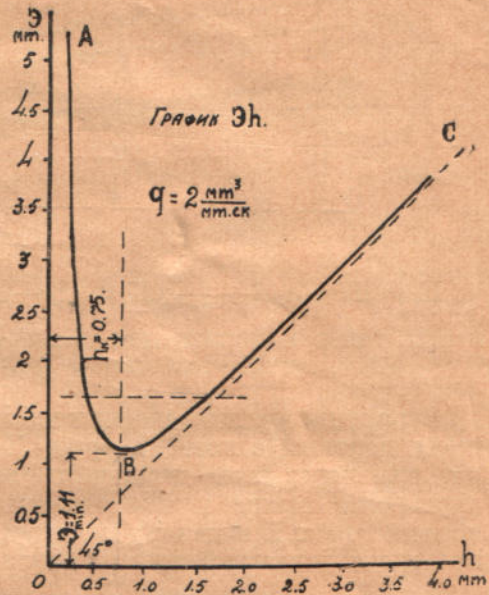


Рис. 1.

нію й відкласти в перекрої 2 від цієї поземої донизу висоту втрат енергії h_w ¹⁾ на ділянці 1—2, то дістанемо точку В на графіку $\mathcal{E}s$.

З'ясуємо ще зв'язок між питомою енергією перекрою \mathcal{E} , графіком $\mathcal{E}s$, з одного боку, й рівнянням Дан. Бернуллі та його графічним представленням для руху течива в одритому кориті, з другого боку. Взявши довільну позему площу 00 за нулеву, можемо написати вираз для повних напорів чи енергій (одного кілограму) в перекроях 1 та 2:

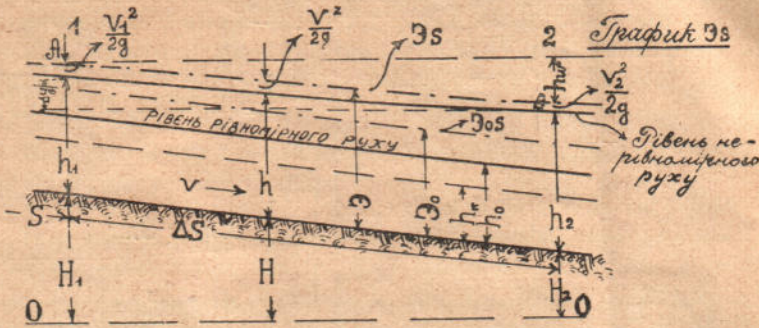


Рис. 2.

$E_1 = H_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$; $E_2 = H_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g}$; рівняння Д. Бернуллі можна тепер написати для ділянки 1—2 так:

$$E_1 = E_2 + h_w.$$

З рисунка бачимо, що питома енергія перекрою \mathcal{E} в першому ліпшому перекрої є повна енергія E без довільної частини H_n , яка вже через свою довільність не може впливати на рух у цьому перекрої. Інакше можна ще сказати, що пит. ен. перекр. \mathcal{E} це є повна енергія E в даному перекрої, але при умові, що нулеву площу проведено через найнижчу точку цього перекрою.

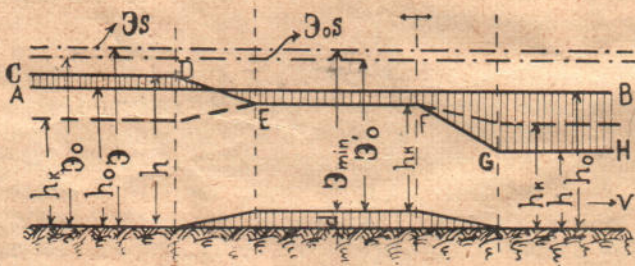


Рис. 3.

Повна енергія E в напрямку течії завжди зменшується, тим часом як пит. ен. перекр. \mathcal{E} може іноді в тому ж напрямку й збільшуватися—саме такий випадок і подано на рис. 2. За рівномірного руху графік зміни пит. ен. перекрою вздовж потоку є, очевидно, проста, рівнобіжна до дна (лінія \mathcal{E}_0s на рис. 2).

¹⁾ h_w є, взагалі кажучи, висота втрат не тільки від тертя а й від місцевих опорів; а втім далі розглядатимемо мало не виключно такі випадки, коли місцевих втрат немає. На жаль, питання про місцеві втрати енергії в одритих коритах дуже важке й досі більш-менш широко ще й не поставлене; а проте тільки по його висвітленні можна буде взятися до розв'язування багатьох важливих практичних завдань.

3) Принцип чи постулат найменшої питомої енергії Б. О. Бахметєва можна зформулювати так: під впливом даних сил рух течива відбувається з можливо меншим запасом енергії. Пояснимо його таким прикладом: нехай у потоці (рис. 3) є місцеве підвищення дна; коли б його не було, вода текла б з побутовою (чи нормальною) глибиною h_0 (рівень води АВ), питомою енергією \mathcal{E}_0 , швидкістю V_0 та критичною глибиною h_k ¹⁾; така сама критична глибина буде й над під-

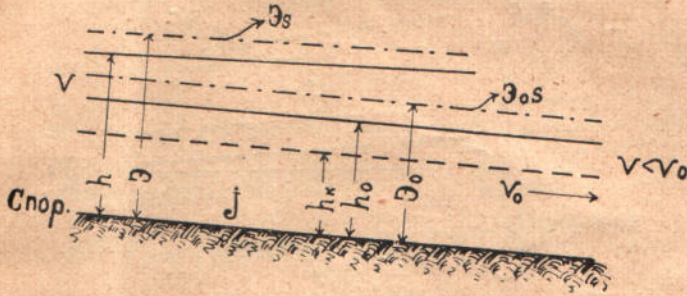


Рис. 4.

вищенням дна. Критичній глибині h_k відповідає питома енергія перекрою $\mathcal{E}_{\min} = 1,5 h_k$.

Коли б лінія \mathcal{E}_s , проведена рівнобіжно до дна²⁾ над підвищенням на висоті \mathcal{E}_{\min} , розташувалася нижче, ніж лінія \mathcal{E}_{0s} ($\mathcal{E}_{\min} < \mathcal{E}'_0$), тоді водотока могла б пройти над спорудою, мавши меншу глибину, яка відповідає (за графіком $\mathcal{E}h$ даної річки) питомій енергії $\mathcal{E}'_0 = \mathcal{E}_0 - a$. Інакше буває в такому випадку, який показано на рис. 3, коли лінія \mathcal{E}_s розташовується вище від лінії \mathcal{E}_{0s} (себто $\mathcal{E}_{\min} > \mathcal{E}'_0$); за таких умов

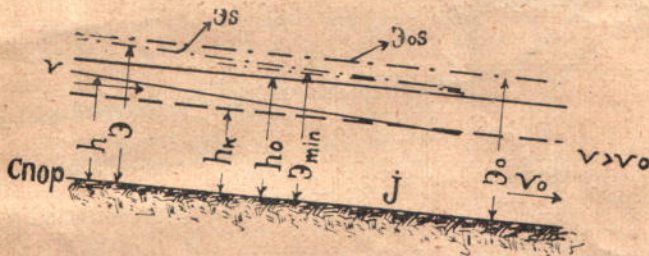


Рис. 5.

річка перед спорудою мусить якось запасти ту питому енергію перекрою, якої їй бракує (а саме, перед спорудою утвориться крива підпору CD).

Згідно з постулатом Б. О. Бахметєва в річці перед підвищенням установляться такі умови руху, щоб над підвищенням пит. ен. перекрою мала при заданій витраті q найменшу можливу вартість \mathcal{E}_{\min} , а глибина — вартість h_k . Пит. ен. перекр. перед спорудою дорів-

¹⁾ З цих же означень для нормальних (побутових) величин та критичної глибини користуватимемося й далі. Відхили профіля нерівномірного руху від рівномірного й далі зарискуватимемо, як на рис. 3.

²⁾ Щоб спростити міркування, покищо вважатимемо, що витрати енергії на дільниці над спорудою залишилися ті ж самі, що були й перед збудуванням підвищення, тому й спад лінії \mathcal{E}_s можна взяти поки такий самий, як лінії \mathcal{E}_s .

нюватиме $\mathcal{E}_{\min} + a$. Коли б над спорудою установилася глибина більша або менша за h_k , то питома енергія перекрою тут була б більша, ніж \mathcal{E}_{\min} , а перед спорудою річка мала б запасти пит. ен. перекр. більшу за $\mathcal{E}_{\min} + a$; отож постулат Б. О. Бахметєва й заперечує думку, буцім пит. ен. перекр. (і над спорудою, і перед нею) може так збільшитися, порівнюючи з мінімальними потрібними її вартостями (\mathcal{E}_{\min} та $\mathcal{E}_{\min} + a$).

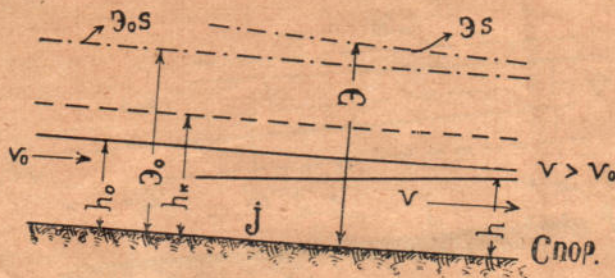


Рис. 6.

4) Твердження, що вплив споруд у „тихих“ течіях не може поширюватися вниз за водою, а в „бурхливих“ угору проти води, найзручніше довести непрямо; під впливом споруди розумітимемо збільшення або зменшення глибини й відповідні зміни питомої енергії перекрою та скорости — порівнюючи з нормальними їх вартостями. Розгляньмо рис. 4, де зображено дільницю тихої течії зараз же за спорудою. Припустимо, що вода виходить із споруди з певною глибиною $h > h_0$ та $\mathcal{E} > \mathcal{E}_0$; тоді, очевидно, $V < V_0$, а тому й втрати

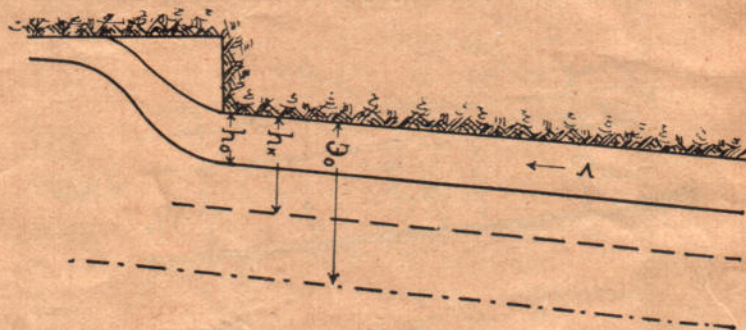


Рис. 6-а.

енергії були б менші, аніж тоді, коли споруди не існувало. З цього робимо висновок, що спад графіка \mathcal{E}_z був би менший за спад лінії \mathcal{E}_0 ; пит. енергія перекр. \mathcal{E} мусіла б зростати; разом з нею за графіком \mathcal{E} зростала б безмежно тоді й глибина, а це ж виразнісінський абсурд. Припустимо далі, що в „тихій“ таки течії (рис. 5) глибина за спорудою $h < h_0$ і $\mathcal{E} < \mathcal{E}_0$; тоді скорость за спорудою $V > V_0$, — отже, втрати енергії були б більші, ніж коли б споруди не було; тому спад графіка \mathcal{E}_z більший за спад \mathcal{E}_0 s рівномірного руху; питома енергія перекрою \mathcal{E} вниз за водою все зменшувалася б, і, нарешті, стала б менша супроти вартости \mathcal{E}_{\min} , а це знову таки річ неможлива. Отже, коли течія „тиха“, вода може вийти із споруди (або тієї дільниці корита, на якій є відхил від призматичної форми) тільки

з нормальною глибиною h_0 , а це й означає, що вплив споруди не поширюється в „тихих“ течіях униз за водою.

Розгляньмо тепер ділянку бурхливої течії безпосередньо перед спорудою і припустимо спочатку (рис. 6), що тут установиться глибина $h < h_0$; такій глибині відповідали б $\Theta > \Theta_0$ та $V > V_0$; втрати енергії в цьому випадку теж були б більші за нормальні; тому спад графіка Θs більший за спад графіка $\Theta_0 s$; отже, дедалі від споруди

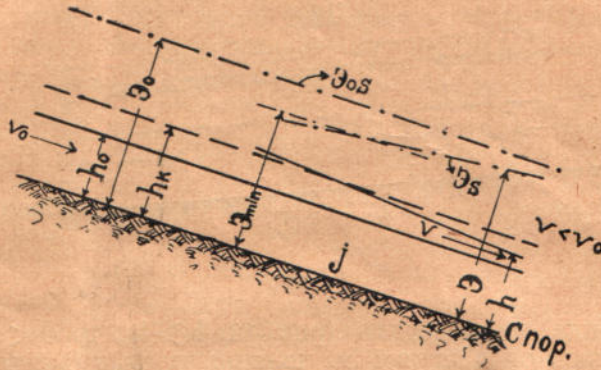


Рис. 7.

вгору, проти води, питома енергія перекрою Θ безмежно збільшувалася б, а глибина простувала б до нуля; ясно, що це річ абсурдна. Припустимо далі, що перед спорудою (рис. 7) установиться глибина $h > h_0$; їй відповідали б за „бурхливої“ течії $V < V_0$ і $\Theta < \Theta_0$ та спад кривої Θs — менший, ніж спад лінії $\Theta_0 s$. З цього ясно, що Θ мусило б проти течії зменшуватися і, кінець-кінцем, стало б менше за Θ_{\min} , а цього бути не може. Отже за „бурхливої“ течії перед спорудою може бути глибина тільки h_0 (нормальна)¹⁾.

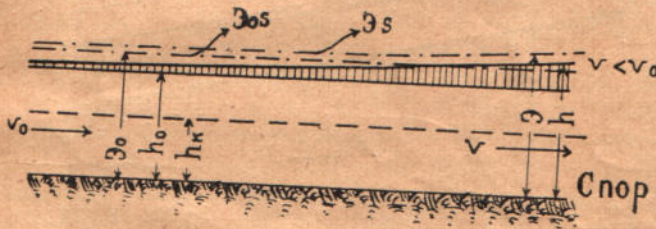


Рис. 8.

5) Тепер доведемо твердження, що в „тихих“ течіях вплив споруд поширюється проти води (течії); а в „бурхливих“ — за водою, при чім подовжні профілі дзеркала води дедалі від споруди в обох випадках наближаються до таких глибин, які б існували у водотоках, коли споруд зовсім не було б. Твердження це найлегше доводити, розглядаючи рисунки 8 і 9 для тихих течій та рисунки 10 й 11 для бурхливих течій. Припустимо, що в тихій течії (рис. 8) глибина $h > h_0$, $\Theta > \Theta_0$ і $V < V_0$. Втрати енергії за таких умов менші, ніж

¹⁾ Доведене твердження дає змогу відразу ж сказати, що перепад на бурхливій водоточі (рис. 6а) не впливає проти води, себто на ділянку перед перепадом.

нормальні, спад Θ_s теж буде менший, ніж спад Θ_{0s} ; тому Θ_s проти води наблизатиметься до Θ_{0s} , а разом і глибина h наблизатиметься до h_0 (крива підпору). Коли припустити далі, що перед спорудою (рис. 9) $h < h_0$, то $\Theta < \Theta_0$ і $V > V_0$; легко зміркувати, що за цих умов спад кривої Θ_s більший за спад Θ_{0s} і тому Θ_s у напрямку проти води наблизатиметься до Θ_{0s} , а h до h_0 ; отже, для тихих течій твердження доведено. Перейдімо тепер до бурхливих течій.

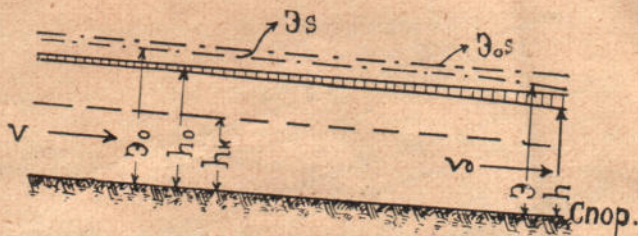


Рис. 9.

Якщо глибина за спорудою (рис. 10) $h > h_0$, то $\Theta < \Theta_0$ і $V < V_0$; з цього висновки: спад кривої Θ_s менший за спад Θ_{0s} ; тому лінія Θ_s униз за водою наблизатиметься до Θ_{0s} , а разом Θ та h наблизатимуться до нормальних своїх вартостей Θ_0 та h_0 . Коли за спорудою $h < h_0$, то $\Theta > \Theta_0$ і $V > V_0$ (рис. 11); спад Θ_s більший за спад Θ_{0s} ; тому знову таки Θ_s наблизатиметься до Θ_{0s} —отже й глибина вниз за водою намагатиметься наблизитися до нормальної глибини h_0 ¹⁾.

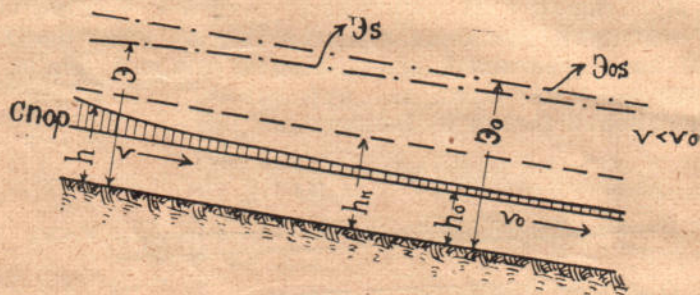


Рис. 10

6) Окрім розглянутих вже тверджень, дуже корисно пам'ятати, що коли в водоточі лінія Θ_{0s} розташована не досить високо, щоб водотока могла пройти через споруду (рис. 3), то підняти цю лінію водотока, очевидно, може тільки перед спорудою; у „тихих“ річках утворюється в цьому випадку звичайна крива підпору. В потоках же з бурхливою за нормальних умов течією перед спорудою мусить утворитися ділянка з „тихою“ течією, на якій, отже, матимемо криву підпора (для „бурхливих“ потоків), бож тільки при цій умові вплив споруди в „бурхливому“ взагалі потоці може поширитися проти води, запасати при збільшеній, порівнюючи з нор-

¹⁾ Хоч докази тверджень 4-го та 5-го було дано тільки для течій, в яких за відсутності розглядуваної споруди рух був би рівномірний, проте ці твердження легко поширити й на течії з нерівномірним (до того, як у кориті водотока поставлено розглядувану споруду) рухом води.

мальною, глибині енергію і, як наслідок, підійняти, наскільки треба, лінію \mathcal{E}_s .

Треба підкреслити, що коли за спорудою маємо бурхливу дільницю, то вона ніяк не впливає на питому енергію перекрою, потрібну для того, щоб водотока могла перейти через споруду—навіть і тоді, коли лінія нормальної питомої енергії \mathcal{E}_{01s} зараз же за спорудою розташована вище, ніж лінія \mathcal{E}_s , перед і над спорудою; за цих умов водотока вийде із споруди з глибиною, більшою за нормальну; тому за спорудою утвориться крива спадання, яка асимптотично наблизатиметься до нормального рівня, а питома енергія перекрою наблизатиметься до \mathcal{E}_{0r} .

Навпаки, зайву питому енергію перекрою, що її має водотока по виході із споруди, вона може витратити тільки за спорудою; якщо „тиха“ взагалі водотока виходить із споруди з питомою енергією перекрою більшою, ніж їй треба для дальшого „тихого“ рівномірного руху, то вона зараз же за спорудою перейде в „бурхливий“ стан

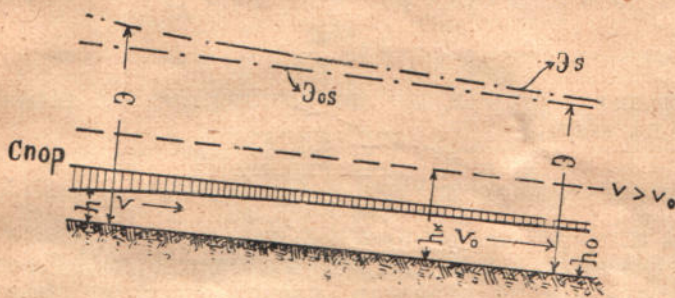


Рис. 11.

(рис. 13—дільниця АК) і через збільшену швидкість витратить свою зайву енергію, а потім скоком перейде до „тихій“ рівномірної течії. Отже й тут немає суперечності з твердженням, що вплив споруди не поширюється в „тихих“ течіях униз за водою—водотока бо на дільниці АК перейшла в „бурхливий стан“.

У „бурхливих“ взагалі потоках профіль дзеркала за спорудою, коли є зайва—порівнюючи з нормальною—енергія, розташовується нижче від нормального рівня і повільно, втрачаючи свою зайву енергію, наблизатиметься (асимптотично) до нормальної глибини.

Власне кажучи, деякі з наведених тверджень можна було б поз'єднувати, але, як здається, для практичного вжитку краще користуватися з них у тій формі, як їх подано. Всі ці твердження, взяті разом, являють собою певну методику, яку й застосуємо тепер до задач гідравліки нерівномірного руху в одкритих коритах, з'ясовуючи на кількох прикладах помилковість деяких поширених досі поглядів. Окрім того, на прикладах можна буде дати деякі висновки й способи, що полегшать гідравлічні розрахунки.

Прикл. 1. Припустимо, що в кориті тихої річки на певній довжині маємо підвищення дна (рис. 12), але таке, що переходи від піднятої частини до нормального корита плавкі. Всі нормальні величини, а так само критична глибина показані на рисунку. Так само видно, що в розглядуваному випадку питома енергія перекрою над спорудою більша за $\mathcal{E}_{\min} = \frac{3}{2}h_k$. Вплив споруди вниз від неї за водою не поширюється; отже в перекрої АВ буде глибина h_0 ; тому цей

Відео О. Д.

Гидравлический институт, Москва

перекрій є вихідний пункт, щоб будувати подовжній профіль дзеркала над спорудою (напрямок будовання профіля позначено стрілочкою, як і в дальших прикладах). Цю побудову над спорудою доводиться робити по точках, користуючись з рівняння:

$$\Delta y = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + \frac{Q^2 P_m}{F_m^3 C_m^2} \Delta s \dots \dots \dots (4).$$

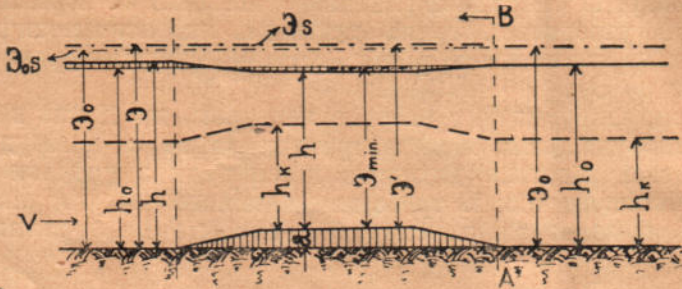


Рис. 12.

Для широких перекроїв, що ми розглядаємо, це рівняння перетворюється на таке:

$$\Delta y = \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{h_2^2} - \frac{1}{h_1^2} \right) + \frac{q^2}{h_m^3 C_m^2} \Delta s \dots \dots \dots (5).$$

Значіння літер у цих формулах з'ясовуються почасті з рис. 2; окрім того, Q визначає сек.—витрату водотоки, P_m , F_m , C_m та h_m означають пересічні мокрий периметр, площу перекрою, число Шезі та

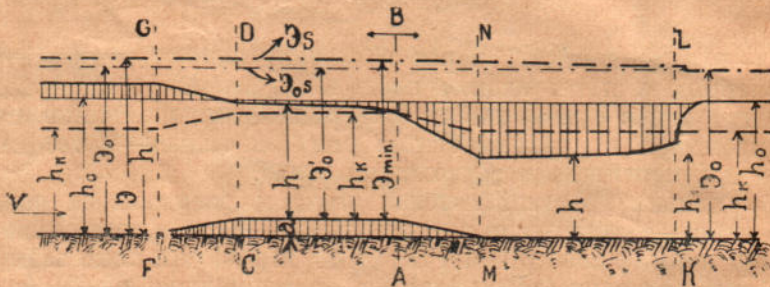


Рис. 13.

глибину на ділянці Δs . Будуючи подовжній профіль дзеркала, легко разом з ним будувати й графік $\mathcal{E}s$ (рис. 12).

Розшукавши отак пит. ен. перекрою \mathcal{E} перед входом на споруду й одночасно відповідну їй глибину, визначимо разом з тим підпір перед спорудою. Криву підпору перед спорудою (а так само і профіль над призматичною частиною споруди) зручніше будувати не за формулами 4 чи 5, а за допомогою формул і відповідних таблиць Б. О. Бахметева, Бреса чи інш. Треба ще звернути увагу на те, що над спорудою питома енергія перекрою \mathcal{E} в нашому прикладі менша за \mathcal{E}_0 ; тому й глибина буде менша за нормальну й навіть трохи менша за h_0 —а. Через це швидкість, а так само й втрати енергії над спорудою більші за нормальні і лінія $\mathcal{E}s$ міститься вище, ніж лінія \mathcal{E}_0s .

Приклад 2. Розгляньмо тепер тиху річку з тією ж критичною глибиною (себто з тим самим q), що й у попередньому прикладі, але з іншим (більшим) спадом, з більшою нормальною швидкістю V_0 та меншими h_0 і Θ_0 ; нехай (рис. 13) висота підвищення дна та ж, що й у попередньому прикладі. Припустимо, що тепер мінімальна можлива питома енергія перекрою $\Theta_{\min} = 3/2 h_k$ більша, ніж $\Theta'_0 = \Theta_0 - a$.

За постулятом Б. О. Бахметєва над спорудою установиться найменша можлива питома енергія Θ_{\min} і відповідна їй глибина h_k ; але така глибина (і така пит. ен. перекр.) встановиться не над усією спорудою, а тільки в кінці призматичної її частини—в перекрої АВ. Це легко довести непрямо (але ж тільки для тихих річок): коли припустити, що h_k (а разом і Θ_{\min}) установиться на початку призматичної частини, в перекрої CD, то легко побачити, що спад Θs буде більший, ніж спад $\Theta_0 s$ (швидкість бо над спорудою більша, ніж V_0)—а з цього доводиться зробити висновок, що питома енергія перекрою зменшувалася б униз за водою від перекрою CD, — себто

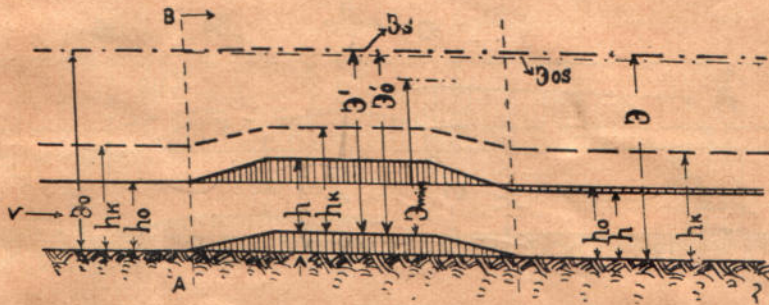


Рис. 14.

вона стала б меншою, ніж Θ_{\min} , а це неможливе. Так само можна довести, що глибина h_k не може усталитися в будь-якому перекрої між АВ та CD. Тепер можна збудувати, починаючи від перекрою АВ з відомою глибиною h_k , подовжній профіль дзеркала до перекрою FG за формулою (5), а починаючи звідси, криву підпора за формулами та таблицями Б. О. Бахметєва чи інш. Униз від перекрою АВ муєть установитися бурхлива течія з більшою за нормальну швидкістю, щоб водотока могла витратити зайву для неї тепер енергію $\Theta - \Theta_0$. В міру того, як ця енергія витрачатиметься, глибина бурхливої течії більшатиме, аж поки досягне вартости h_1 , взаємної з h_0 ; тут, очевидно, утвориться водяний скік.

Приклад 3. Припустимо, що в бурхливому потоці дно (рис. 14) підвищено так, що Θ_{\min} над цим підвищенням менше за Θ' . Вплив підвищення на бурхливий потік проти води не поширюється; тому розрахунок починаємо від перекрою АВ за формулою (5). Через те, що питома енергія Θ над спорудою менша (за звичайних умов), ніж перед нею, то глибина за графіком Θh буде над спорудою більша за h_0 ; через це швидкість над спорудою, втрати енергії та спад лінії Θ будуть менші, ніж відповідні нормальні величини. Отже, коли виходити із споруди, пит. ен. перекрою Θ буде більша за нормальну, а глибина менша за h_0 ; дальшу побудову профіля води вниз за водою найлегше робити за допомогою таблиць Брєса або Б. О. Бахметєва.

Приклад 4. Зовсім інше матимемо тоді, коли виявиться, що Θ_{\min} більша за ту питому енергію перекрою Θ' над спорудою, яку

можна вирахувати для перекрою АВ (рис. 15), починаючи обрахунок та побудову профіля, як і в попередньому прикладі, від перекрою CD. Ясно, що потік за таких умов мусить перед спорудою запасти стільки енергії, щоб над спорудою його питомі енергія перекрою дорівнювала б \mathcal{E}_{\min} . Власне кажучи, питомі енергія перекрою мусить набрати значіння \mathcal{E}_{\min} (а глибина дорівнювати h_k) у розглядуваному бурхливому потоці тільки на початку підвищеної призматичної частини (в перекрою АВ); це легко довести непрямо, аналогічно до того, як у прикладі 2 було доведено, що в тихих річках у відповідному випадку глибина дорівнюватиме h_k у кінці призматичної частини підвищення.

Отже, профіль треба будувати від перекрою АВ з глибиною h_k за формулою (5) вниз за водою до перекрою FG та вгору проти води до перекрою CD. Далі вниз від перекрою FG профіль краще будувати за допомогою таблиць. Перед спорудою потік мусить перейти в „тиху“ течію, щоб запасти ту енергію $\mathcal{E}_{\min} - \mathcal{E}_0$, що її бракує; криву підпору вгору від перекрою CD краще будувати за допомогою

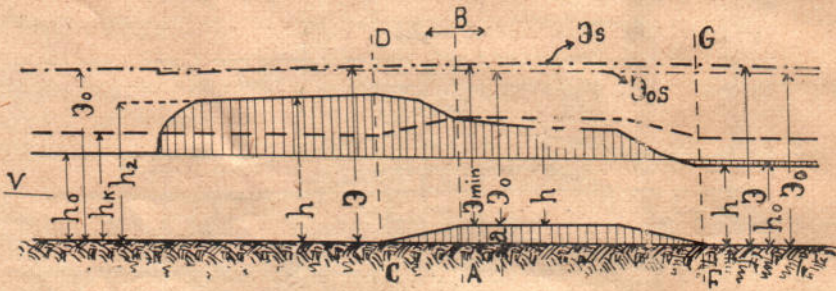


Рис. 15.

таблиць Б. О. Бахметєва чи Бреса. Коли глибина перед спорудою, зменшуючись, досягне вартості h_2 , взаємної до нормальної глибини h_0 , то тут утвориться водяний скік.

Приклад 5. Розгляньмо тепер тиху річку, стиснену з боків (напр., мостовими стоянами, але за умови, що ширина водотоки змінюється досить плавко).

При виході із споруди (рис. 16) матимемо нормальну глибину h_0^1 ; отже, починаючи від вихідного перекрою можемо будувати (проти води) профіль дзеркала води між стоянами за формулою (5), але треба пам'ятати, що критична глибина h_k між стоянами, а разом і графіки $\mathcal{E}h$ інші, ніж у не стиснених перекроях, бо між стоянами витрата на одиницю ширини q_1 більша за витрату q перед і за спорудою. Графіки $\mathcal{E}h$ для нормальних умов і для стисненої річки дано на рис. 18а та 18в. З рис. видно, що для тихих річок за звичайних умов глибина між стоянами буде трохи менша за нормальну, а швидкість тут буде більша за V_0 , бо ширина, а разом і площа перекрою між стоянами менші за нормальні. Через те, що збільшується швидкість, збільшуються й втрати енергії на тертя; тому, очевидно, лінія $\mathcal{E}s$ в споруді піде вище за \mathcal{E}_0s і при вході в споруду питомі

¹⁾ Звичайно, за умови цілком плавкого переходу від стисненого перекрою до нормальної ширини; коли цієї умови не дотримано, то за спорудою утворюються вири (з вертикальною віссю), що поширюються вниз за водою — навіть і в тихих річках; через це виникають додаткові місцеві втрати енергії, які, на жаль, досі не з'ясовано.

енергія перекрою Θ й глибина h будуть більші за нормальні¹⁾. Різниця $z = h - h_0$ являє собою підпір від споруди: з наведених міркувань бачимо, що підпір перед мостом у даному прикладі (що являє собою випадок, який найчастіше трапляється на практиці, саме — коли між стоянами $\Theta_{\min} < \Theta$) виникає через збільшені втрати енергії на тертя (а ще більше від вирів, які утворюються коло стоянів та за ними при неплвких формах стоянів та биків).

Коли припускати, як це робили в давніших теоріях Добюїсона та інш., що збудування биків та стоянів не спричинює додаткових втрат енергії, то й підпіру перед мостом не могло б бути, а тільки рівень між стоянами трохи був би знизився. Отже, той підпір, який враховували за давніми формулами Добюїсона тощо, не мав

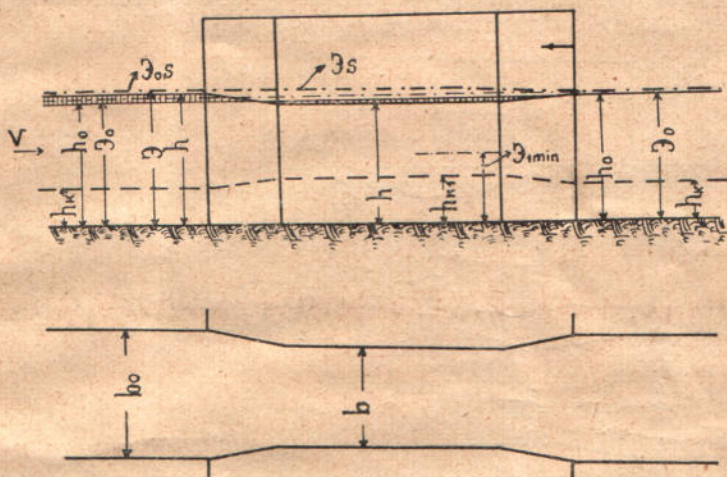


Рис. 16.

нічого спільного з дійсністю. Зниження рівня між стоянами за умови, що від споруди не виникає жадних додаткових втрат, можна визначити особливо наочно, якщо нарисувати обидва графіки Θh (для q та q_1) поруч, як це показано на рис. 18а та 18в. Ці рисунки побудовано для прикладу, взятого з книги проф. П. Г. Есьмана, — Гидравлика (2-ое изд., Баку, 1926 г.²⁾ стор. 80). У цьому прикладі витрати на 1 м ширини водотоки $q = 2 \text{ м}^3/\text{сек.}$, нормальна глибина $h_0 = 2,5 \text{ м}$, між стоянами ширина річки менша на $1/5$ її первісної ширини, себто витрата на 1 м ширини між стоянами $q_1 = 2,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Критична глибина перед та за спорудою

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{2^2}{9,81}} = 0,74 \text{ м};$$

критична глибина між стоянами $h_{k1} = \sqrt[3]{\frac{2,5^2}{9,81}} = 0,86 \text{ м}$. Через те, що h_0 більше за h_k та h_{k1} , течія тиха як перед і за спорудою, так

¹⁾ Треба пам'ятати, що перед входом у споруду треба вже користуватися з графіка Θh для не стисненої річки.

²⁾ Цей самий приклад є й у 3-ому вид. згаданой книги з року 1930.

і в самій споруді. Нормальній глибині h_0 відповідає питома енергія перекрою

$$\Theta_0 = h_0 + \frac{q^2}{h_0^2 \cdot 2g} = 2,5 + \frac{2^2}{2,5^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 2,533 \text{ м}$$

(точка F на граф. рис. 18-а). Коли не звертати покищо уваги на додаткові втрати енергії від споруди, то пит. ен. перекрою між стоянами буде та ж сама, але відповідну їй глибину між стоянами треба шукати на графіку Θh рис. 18-в; тут цій пит. енергії перекрою відповідають, звичайно, дві глибини: 0,385 м у царині бурхливої течії та 2,48 м у царині тихої течії. Розв'язати питання про те, яка саме глибина установиться в дійсності, можна тільки взявши на увагу, що втрати енергії в споруді були б багато більші за бурхливої

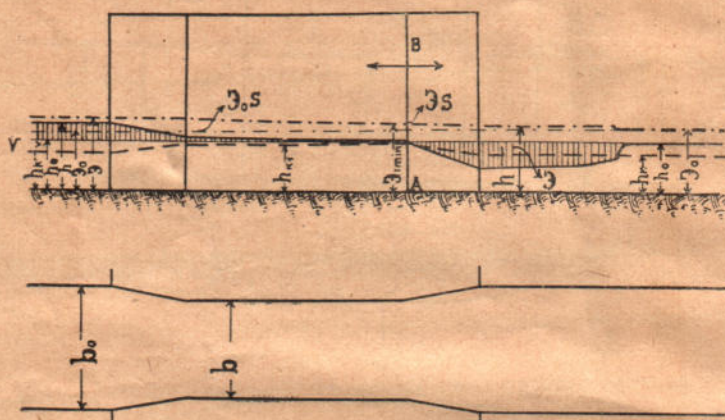


Рис. 17.

течії, ніж за тихої; тому за бурхливої течії в споруді річка мусіла б перед спорудою запасти більше енергії¹⁾, ніж за спокійної течії.

На підставі постулята найменшої питомої енергії перекрою річка „вибере“ ту глибину між стоянами, при якій їй перед спорудою доведеться запасати менше енергії, себто глибину спокійного руху— 2,48 м у розглядуваному прикладі. Проте в згаданій книзі проф. И. Г. Есьмана з приводу цього сказано таке: „при равно-возможных двух положениях горизонта жидкости установится на более низком, что исключает первое решение“. Таке твердження помилкове, як це тільки но було з'ясовано.

Приклад 6. Розгляньмо далі річку з тими ж (рис. 17) $q=2 \text{ м}^3/\text{сек м}$, $h_k=0,74 \text{ м}$, $q_1=25 \text{ м}^3/\text{сек м}$, $h_{k1}=0,86 \text{ м}$, але з меншою побутовою глибиною $h_0=0,8 \text{ м}$. (Це може бути, очевидно, тоді, коли спад річки буде більший, ніж у попередньому прикладі). Нормальна пит. ен. перекрою $\Theta_0 = 0,8 + \frac{2^2}{0,8^2 \cdot 2g} = 1,12 \text{ м}$ тепер менша, ніж мінімальна можлива питома енергія перекр. в споруді $\Theta_{1\text{min}} = \frac{3}{2} h_{k1} = \frac{3}{2} \cdot 0,86 = 1,29 \text{ м}$. На стисненій дільниці в споруді річка за постулятом Б. О. Бахметева мусить мати пит. ен. перекр. $\Theta_{1\text{min}}$ і відповідну їй критичну гли-

¹⁾ Це означає, звичайно, що й підпір перед спорудою мусів би бути більший.

бину $h_{к1}$; але ж і тут легко довести (аналогічно до того, як $\bar{h}_{к1}$ подібне твердження доведено в прикладі 2), що глибина $h_{к1}$ буде в даній „тихій“ взагалі водотоці тільки при виході із стисненої ділянки

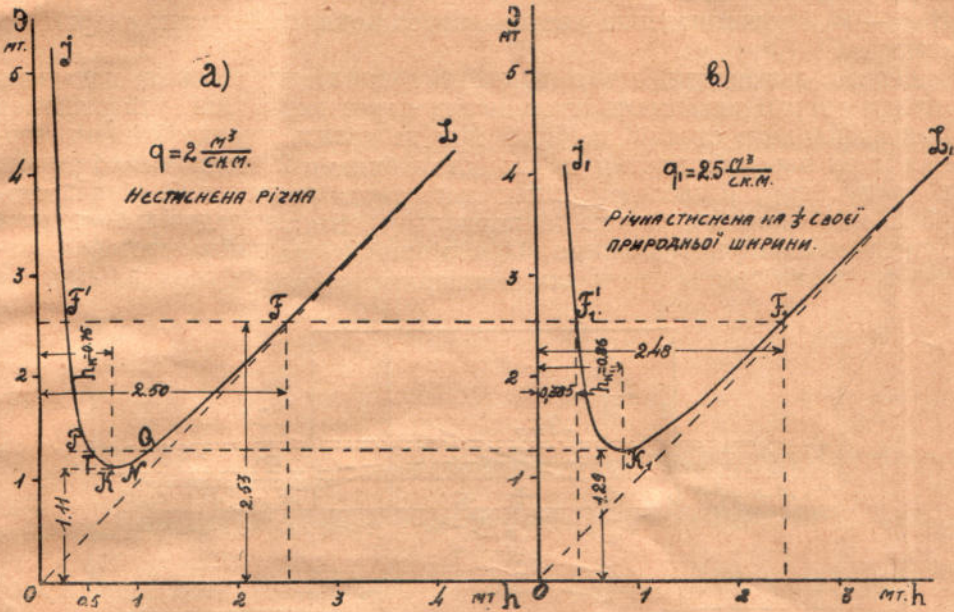


Рис. 18.

в перекрої АВ. Починаючи від цього перекрою, проги води \bar{h} за водою, можна будувати профіль дзеркала води за формулою (5). Треба завважити, що вниз за водою при виході з споруди мусить устано-

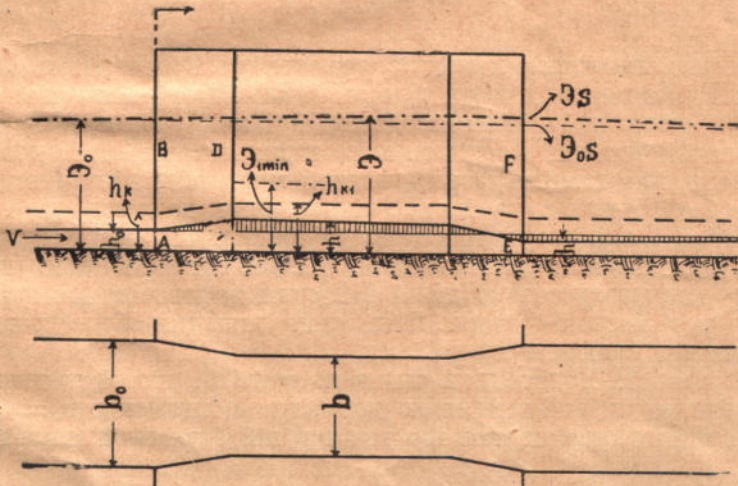


Рис. 19.

витися ділянка з бурхливою течією, на якій буде витрачено зайву, енергію; до нормальній глибини течія поверне скоком. Профіль дзеркала на бурхливій ділянці, а так само й місце скоку визначаються

аналогічно до того, як це зроблено в прикладі 2. Побудувавши профіль потоку й графік $\mathcal{E}s$ проти води від перекрою АВ, визначимо й підпір, який виникає від споруди. Більша частина цього підпору у випадках, подібних до розглянутого, виникає через недостачу енергії $\mathcal{E}_{\min} - \mathcal{E}_0$ і тільки менша частина через додаткові втрати енергії від споруди.

Треба завважити, що в звичайних мостових отворах додаткові втрати енергії виникають насамперед через вири, які утворюються при вході коло стоянів та биків при не досить плавкообтічних формах їхніх передніх частин та вирами за биками й стоянами¹⁾ і тільки в другу чергу в наслідок збільшеного тертя (в тихих бо річках шкорість між стоянами більша за нормальну). Цілком задовільно можна буде розв'язати питання про гідравлічний розрахунок мостових отворів тільки після того, як експериментально буде досліджено

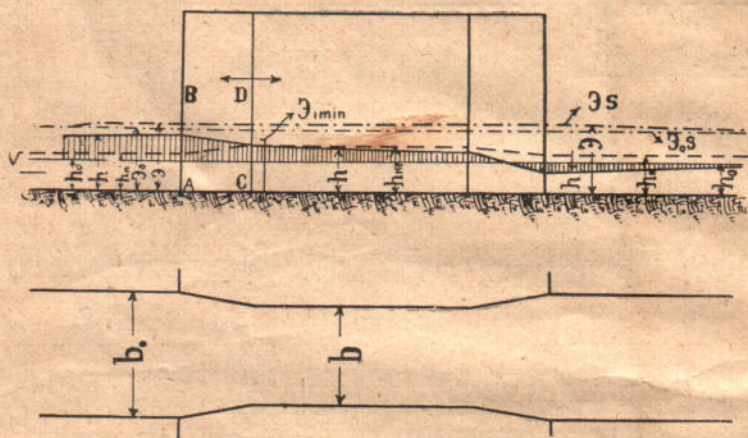


Рис. 20.

досить повно й окремо кожну з зазначених втрат. Поки ж маємо формули Ребока, які дають тільки величину підпора на підставі численних його лабораторних дослідів і які урахують сумарно втрати енергії під час протікання мостових отворів²⁾. Не доводиться повторювати, що давніші формули, щоб визначати підпір від мостів, як от Добюїсонова та інші, які не брали на увагу додаткових втрат енергії і які уґрунтовано на неправильних припущеннях, не могли давати задовільних наслідків. Особливо неправильні наслідки матимемо, коли застосовано давні формули до протікання бурхливих потоків через мостові отвори. Такі саме випадки буде розглянуто в дальших прикладах 7-му та 8-му.

Приклад 7. Водотока з тими ж q та q_1 , що й у двох попередніх прикладах, але з меншою нормальною глибиною $h_0 = 0,3025$ м, себто з більшим спадом, так що течія в ній бурхлива (рис. 19), від-

¹⁾ Вири за биками та стоянами впливають на підпір тільки в випадках, подібних до розглянутого приклада 5, які найчастіше трапляються на практиці. В прикладі ж 6 ці втрати впливають на графік $\mathcal{E}s$ та глибину тільки вниз від споруди, бо вони містяться на дільниці з бурхливою течією.

²⁾ Див.: Bauingenieur, 1921, Н. 13. Th. Rehbock. Brückenstau und Walzenbildung. Див. також: О. Франциус, Гидротехнические сооружения, том. I. Москва, 1929 г., стран. 97.

повідна точці F' на рис. 18-а. На рух води до входу в мостовий отвір вплив звуження водотоки не поширюється, бо потік бурхливий і питомої енергії перекрою його вистачає, щоб пройти звужене місце (бо між стоянами $\mathcal{E} > \mathcal{E}_{1\min}$).

Від перекрою АВ за водою можна збудувати до перекрою EF профіль дзеркала води за допомогою формули (5). Глибина на звуженій ділянці буде набагато більша, а швидкість менша за нормальну. Якщо не звертати уваги на додаткові втрати енергії при вході в спо-

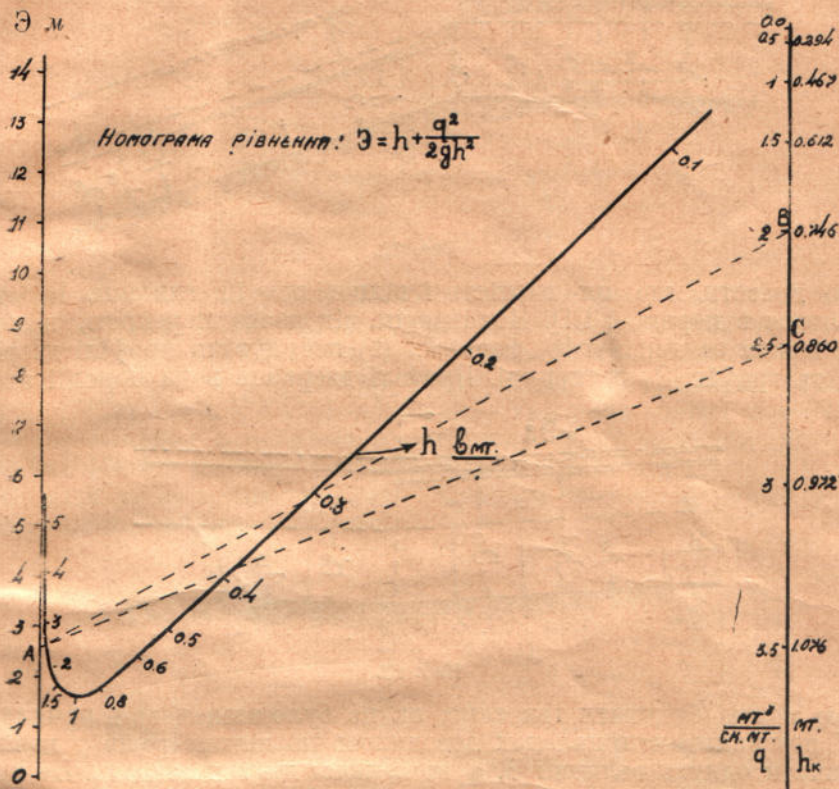


Рис. 21.

руду та на одночасне зменшення втрат енергії на тертя, то за графіками 18-а та 18-в можна відразу розшукати глибину, хоча б у перекрої CD, — саме: 0,385 м (точка F'₁).

При виході з мостового отвору питома енергія перекрою буде трохи більша за нормальну; тому потік, щоб витратити зайву енергію, матиме глибину меншу за нормальну; профіль за спорудою можна будувати вже за допомогою таблиць, — він, очевидно, асимптотично наблизатиметься до нормального профіля.

Приклад 8: Тепер розгляньмо ще бурхливий потік з тими ж q та q_1 і з нормальною глибиною $h_0 = 0,7$ м (точка T на рис. 18-а). Коли побудувати профіль дзеркала води та графік \mathcal{E} s між перекроями АВ та CD¹⁾ (рис. 20), то виявляється, що енергія \mathcal{E} в пере-

¹⁾ Починаючи, звичайно, від перекрою АВ, як це було зроблено в попередньому прикладі.

прої CD менша за $\mathcal{E}_{1\min}$ в стисненому перекрої. Ясно, що даний потік мусить запасти енергію, якої бракує, перейшовши для того перед спорудою в стан тихого течіння. За постулятом Б. О. Бахметєва потік у звуженому перекрої мусить мати пит. енергію перекр. $\mathcal{E}_{1\min}$:

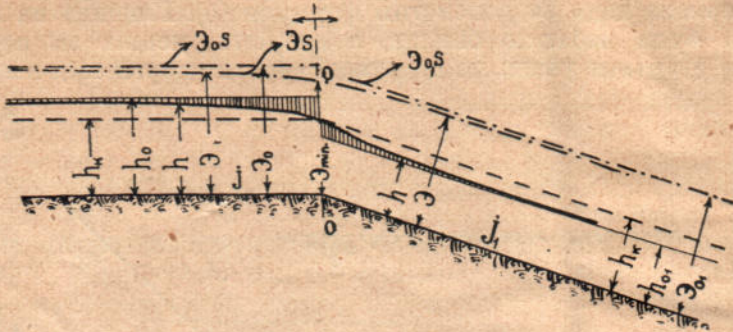


Рис. 22.

легко довести, що ця вартість і відповідна їй глибина h_k , установляться в перекрої CD. Починаючи від цього перекрою, в обидва боки можна за допомогою формули (5) побудувати профілі дзеркала води та графік $\mathcal{E}s$ в споруді. Профілі дзеркала води перед і за спо-

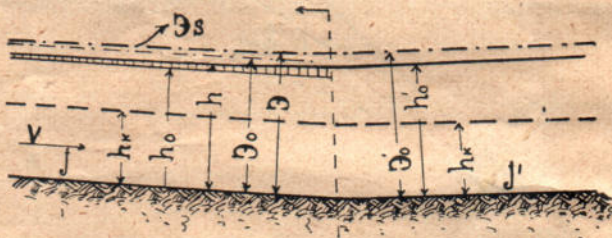


Рис. 23.

рудю можна будувати так само, як це було зазначено в прикладі 4.

У розглянутих прикладах доводилось по кілька разів у кожному визначати одну з величин \mathcal{E} , q та h , коли дві інші задано. Це можна робити або за допомогою рівняння (1), або користуючись з графіка

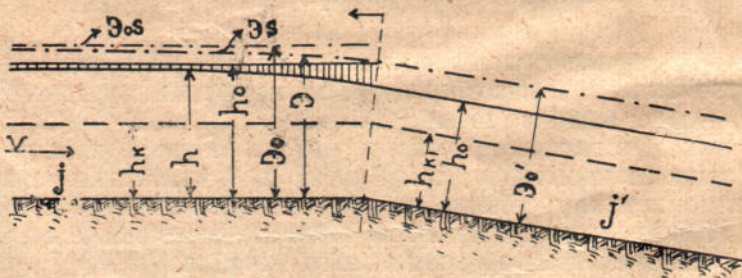


Рис. 24.

$\mathcal{E}h$ (звичайно, збудувавши його попередю для заданого q — так це ми й робили в попередніх прикладах). І той і той спосіб забирають багато часу, а розв'язування рівняння (1) ще й не досить наочне. Складена в нас номограма $\mathcal{E}qh$ (рис. 21) дуже спрощує розрахунки, зберігаючи разом з тим достатню точність й наочність. Наприклад,

лінії АВ та АС відразу розв'язують приклади 5 (глибина поміж стоянами 2,48 м на простій АС) і 6 (глибина 0,385 м на тій самій простій), якщо не урахувати змін у втратах, які виникли від споруди.

Приклад 9. Далі розглянемо деякі випадки зміни спаду корита. Нехай річка змінює спад свого дна J (рис. 22), якому відповідає тихе течіння з нормальною глибиною h_0 , на більший спад J_1 , якому відповідає бурхливе течіння з нормальною глибиною h_{01} . Отже, глибина річки десь мусить набрати вартості h_k . Доведемо, що така

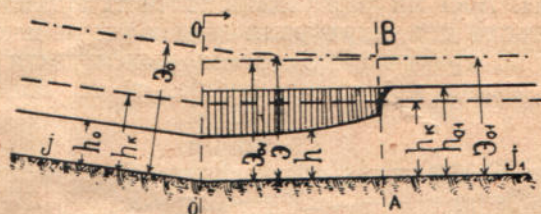


Рис. 25.

глибина може встановитися тільки в перекрої ОО, де змінюється спад. Для цього припустімо спочатку, що глибина h_k установається десь вище від перекрою ОО; але ж це рівнозначне припущенню, що вплив зміни спаду дна поширюється проти води в бурхливій течії, що неможливе за нашим 4-м твердженням. Так само легко довести, що критична глибина h не може встановитися вниз за водою від перекрою ОО. Маючи глибину в перекрої ОО, можемо від нього збудувати проти води та за водою профіль дзеркала водотоки, користуючись з відповідних таблиць.

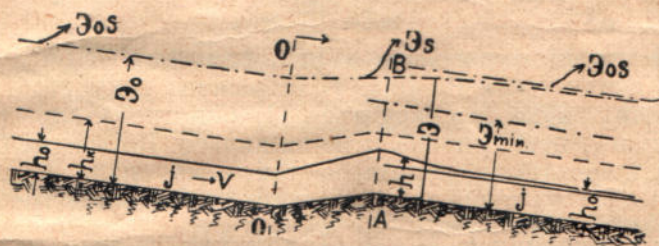


Рис. 26.

Приклади 10 та 11. Без жадних поясень будуть цілком зрозумілі випадки змін спаду, зображені на рис. 23 та 24.

Приклад 12. На рис. 25 зображено перехід від дільниці з бурхливою течією до дільниці з тихою течією. У зображеному випадку $E_0 > E_{01}$. Ясно, що зміна спаду не може впливати в напрямку проти води від перекрою ОО. Зайву ж енергію $E_0 - E_{01}$ водотока витратить на дільниці ОА, на якій тектиме бурхливо.

Профіль дзеркала на цій дільниці можна побудувати за Бресом чи Б. О. Бахметевим. Водяний скік відбудеться в перекрої АВ, у якому глибина бурхливої течії досягне якраз вартості h_1 , взаємної з глибиною h_{01} . Легко зміркувати, що коли б $E_{01} > E_0$, то в кінці бурхливої взагалі частини водотоки перед перекроєм ОО мусіла б утворитися дільниця з тихою течією, на якій річка буде запасати енергію, що їй бракує, а саме $E_{01} - E_0$, а так само й енергію, яка буде втрачена в скоку при переході від бурхливої до тихої течії.

649912

Приклад 13. Розгляньмо ще бурхливий потік, у якому є дільниця ОА (рис. 26) з протиспадом.

Будуємо профіль від перекрою ОО до перекрою АВ за формулою (5); разом з профілем будуємо, звичайно, і криву $\mathcal{E}s$. У розглянутому прикладі пит. ен. перекрою \mathcal{E} в перекрої АВ більша за \mathcal{E}_{\min} ; тому дільниця з протиспадом підпора перед собою не викличе й збудовану частину профіля можна продовжити далі від перекрою АВ за водою, користуючись з відповідних таблиць та формул.

Приклад 14. Досі ми розглядали ті чи ті відхили від призматичної форми корита й розшукували відповідні їм подовжні профілі поверхні; але ж на практиці доводиться розв'язувати досить часто й іншу задачу: можна поставити наперед ті чи інші умови щодо

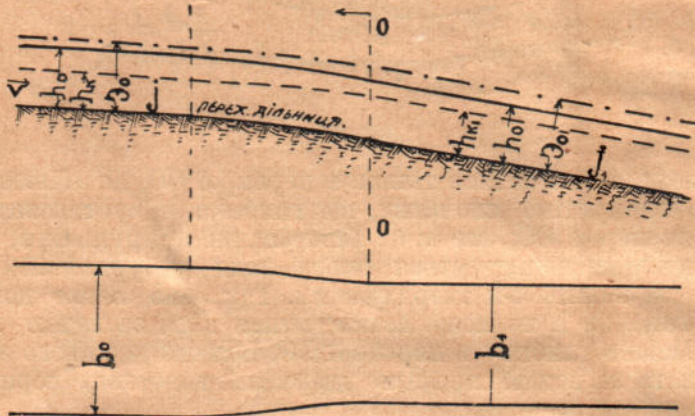


Рис. 27.

подовжнього профілю дзеркала води й вимагати вибрати відповідні їм ширини, спади тощо. На рис. 27 зображено тиху водотоку, в якій спад у певному місці збільшується (J_1 замість J), але до якої поставлено вимогу, щоб глибина її не змінюлася. Вважаємо, що витрату водотоки Q , шерехатість корита, а так само спади J та J_1 задано. Змінний же спад на перехідній дільниці та ширини треба вибрати.

Насамперед з рівняння $h_0^3 = \frac{q^2}{J C^2}$ ¹⁾ розшукуємо витрати q та q_1 для дільниць із сталими спадами J та J_1 , а далі легко вже визначимо ширини для цих самих дільниць $b_0 = \frac{Q}{q}$ та $b_1 = \frac{Q}{q_1}$.

Далі, змінюючи на перехідній дільниці АО одночасно спад дна та ширину, можна досягнути й тут приблизно тієї ж заданої глибини h_0 .

Приклад 15. Вже згадувалося, що зміни шерехатости впливають на відкриті водотоки аналогічно до плавких відхилів від призматичної форми корита. Розгляньмо рух у тихій водоточі (рис. 28), в якій є дільниця АО з шерехатістю „ n “ (за Гангільє та Куттером) меншою, ніж перед цією дільницею та за нею. Нормальні величини для дільниці АО (h_0 та \mathcal{E}_0), а так само перед нею й за нею (h_{01} та \mathcal{E}_{01}) зазначені на рисунку. Від перекрою ОО за водою

1) Щоб полегшити такі обрахунки, ми склали номограму рівняння $h_0^3 = \frac{q^2}{J C^2}$, але тут її не наводимо за браком місця, а так само й тому, що її дуже легко збудувати за правилами номографії.

вплив зменшеної на ділянці АО шерехатости не буде почуватися. Профіль дзеркала на ділянці АО будемо, як криву підпора, починаючи від перекрою 00 і до перекрою АВ; звідси ж далі проти води — як криву спадання.

Приклад 16. Припустимо тепер, що через значно меншу шерехатість „n“ на ділянці АО (рис. 29) нормальна глибина h_0 на цій

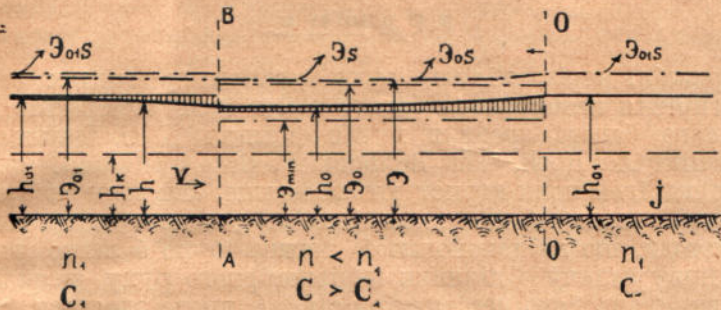


Рис. 28.

ділянки менша, ніж h_k ; перед же цією ділянкою та за нею нормальна глибина h_{01} більша за h_k . Будемо, починаючи знову від перекрою, 00 криву підпора, але тепер для бурхливої течії; графік \mathcal{E}_s , очевидно, наближається при цьому до \mathcal{E}_{min} і за даних на рисунку співвідношень спустився б нижче за \mathcal{E}_{min} ; це, звичайно, річ неможлива. Тому збудуємо ще подовжній профіль дзеркала, почи-

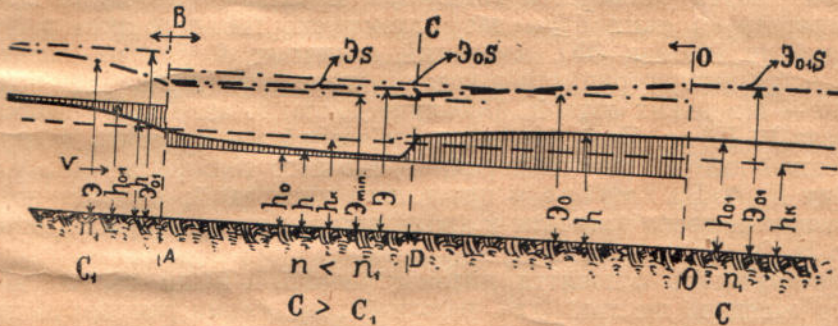


Рис. 29.

наючи від перекрою АВ, де мусить відбутися перехід від тихої течії до бурхливої і де мусить установитися глибина h_k . Там, де обидва профілі матимуть взаємні глибини, мусить відбутися перехід від одного до другого за допомогою водяного скоку (перекрій CD)¹⁾. Від перекрою АВ проти води будемо звичайну криву спадання.

¹⁾ Розшукати перекрій CD можна в даному разі за допомогою кривих скокових функцій (див. „Проф. Н. Н. Павловский — О новых работах по гидравлике. Ленинград 1928“), які запровадив у гідравліку Ніндс у зазначений вже праці.

Але можна для цього ж запропонувати й такий спосіб: для кількох точок кривої підпору (на ділянці CD — 00) враховуємо взаємні глибини і за допомогою їх будемо „криву взаємних глибин“; там, де ця крива перетнеться з кривою спадання (на ділянці АВ — CD), і відбудеться стрибок. Звичайно, що „криву взаємних глибин“ можна було б збудувати і для кривої спадання і розшукати місце перетину її з кривою підпору.

Легко було б переконатися, що плавкі розширення річок та каналів відбиваються на подовжньому профілі дзеркала води так само, як і зменшення шерехатости; навпаки, збільшення шерехатости впливає аналогічно до звуження водотоки.

РЕЗЮМЕ.

У гідравліці нерівномірного руху в одкритих коритах за останні два десятиріччя назбиралося багато нових ідей, принципів та фактів; особливо багато зробили в цій ділянці Б. О. Бахметев, та трохи пізніше Al. Koch, Th. Rehbock, P. Böss і Hinds. З цих нових плодотворчих ідей поки користуються менше, ніж вони заслуговують, і це, мабуть, через те, що з них іще не утворено остаточно такої простої методи, що за допомогою її можна було б легко розв'язати першу-ліпшу задачу з ділянки нерівномірного руху (з якої б причини не виникала його нерівномірність). А проте здається, що таку методу вже можна утворити саме для тих випадків, коли рух течива відбувається приблизно рівнобіжними струмками, що мало скривлюються.

В основу цієї методи треба покласти заведений у гідравліку вперше в дисертації Б. О. Бахметева з 1912 р. принцип „питомої енергії перекрою“ $\mathcal{E} = h + \alpha \frac{v^2}{2g}$ (у Al. Koch'a — Arbeitsvermögen),

де h є глибина, α — коректив на нерівномірний розподіл скоростей у перекрою та v швидкість води. Для практики найбільше важать два графіки, з яких один дає питому енергію перекрою у функції глибини (графік $\mathcal{E}h$), а другий величину її вздовж водотоки, себто в функції координатів з кожного перекрою (графік $\mathcal{E}s$) — Energielinie — німецьких авторів. Особливо докладно значення графіка $\mathcal{E}s$ з'ясував Р. Вöss. Далі іде тісно зв'язаний з попереднім постулат найменшої питомої енергії перекрою, що його теж запровадив у гідравліку Б. О. Бахметев у цитов. вже дисертації; але цей постулат можна й треба уживати в трохи загальнішому розумінні, ніж це робив Б. О. Бахметев.

Користуючись з поняття питомої енергії, в даній статті досить просто доведено ще такі два важливі твердження: вплив відхилів від призматичної форми корита не поширюється на дільницях з тихою течією (der strömende Wasserabfluss) униз за водою, а на дільницях з бурхливою течією (der schiessende Wasserabfluss) уверх проти води від згаданих відхилів (споруд, змін спаду дна, а також і змін шерехатости, що впливають так само, як і звуження або розширення корита водотоки). Друге твердження таке: вплив відхилів від призматичної форми поширюється на дільницях з тихою течією проти води, з бурхливою течією — за водою; водотоки намагаються наблизитися (в міру віддалення від розглядуваних відхилів) до такого стану, у якому вони були б, якби розглядуваної споруди чи відхилу взагалі зовсім не було.

Іще одно останнє твердження можна зформулювати так: якщо водотоці бракує енергії для того, щоб пройти через споруду, то вона запасає її перед спорудою; бурхлива водотока мусить у цім випадку перейти перед спорудою на певній дільниці в спокійний стан. Витрати ж зайву енергію ($\mathcal{E} - \mathcal{E}_0$) водотока може тільки за спорудою;

тиха водотока мусить для цього перейти за спорудою з тихого стану в бурхливий.

За допомогою цих тверджень та принципів розв'язано значну кількість задач нерівномірного руху. Деякі з цих задач за допомогою наведених тверджень та принципів легше розв'язувати, ніж це робили досі; деякі досі часто розв'язували з помилками, а кілька розв'язано вперше. З наведених прикладів легко помітити, що, розв'язуючи задачу нерівномірного руху, насамперед треба розшукати той перекрій, де глибина відома, або де її легко вирахувати; починаючи від цього перекрою, можна будувати в один бік (а іноді й в обидва) подовжній профіль поверхні води, користуючись з відомих способів гідравліки.

Досить часто, розв'язуючи задачі нерівномірного руху (особливо розв'язуючи їх наближено), можна значно полегшити собі роботу, користуючись із запропонованої номограми, яка дає відразу одну з трьох величин — Θ , q та h , як функцію двох інших.

ZUSAMMENFASSUNG

In der Hydraulik der ungleichförmigen Wasserbewegung in offenen Betten haben sich in den letzten zwei Jahrzehnten viele neue Ideen, Prinzipien und Tatsachen angesammelt; besonders viel wurde auf diesem Gebiete von B. A. Bachmetjeff und etwas später von Al. Koch, Th. Rehbock, P. Böss und Hinds geleistet. Diese neuen fruchtbaren Ideen werden nicht so viel ausgenützt, wie sie es verdienen, — wohl deshalb, weil aus ihnen endgültig noch keine so einfache Methode ausgearbeitet worden ist, mittelst welcher man die erste beste Aufgabe auf dem Gebiete der ungleichförmigen Wasserbewegung (gleichviel von welcher einer Ursache ihre Ungleichförmigkeit entstanden sei) leicht lösen könnte. Und doch scheint es, dass es schon an der Zeit wäre eine solche Methode auszuarbeiten — eben für solche Fälle, wenn die Bewegung der Flüssigkeit in annähernd parallelen Wasserfäden, die sich wenig krümmen, vor sich geht.

Zur Grundlage dieser Methode muss das in die Hydraulik zum ersten Mal in der Dissertation von B. A. Bachmetjeff vom Jahre 1912 eingeführte Prinzip der „spezifischen Energie des Querprofils“ $\Theta = h + \alpha \frac{v^2}{2g}$ gelegt werden, wo h die Tiefe, α — das Korrektiv für die ungleichförmige Verteilung der Geschwindigkeiten im Querprofil und v — die Wassergeschwindigkeit bedeuten. Für die Praxis haben zwei Diagramme die grösste Bedeutung, von denen das eine die spezifische Energie des Querprofils als Funktion der Tiefe zeigt (Diagramm Eh), das andere — ihre Grösse längs des Stromes, als Funktion der Koordinate S jedes Querschnitts (Diagramm E_s) — Energielinie — der deutschen Autoren. Besonders ausführlich hat P. Böss die Bedeutung des Diagramms E_s ausgelegt. Weiterhin kommt das eng mit dem vorhergehenden verbundene Postulat der geringsten spezifischen Energie des Querprofils das B. A. Bachmetjeff ebenfalls in der bereits citierten Dissertation in die Hydraulik eingeführt hat; doch kann und muss man dieses Postulat in einem mehr allgemeinen Sinne gebrauchen, als dies B. A. Bachmetjeff getan hat.

Mit Hilfe des Begriffs spezifischer Energie wurden in dem gegebenen Artikel auf die einfachste Weise noch zwei solcher wichtigen Grundsätze

ermittelt: der Einfluss der Abweichungen von der prismatischen Form des Flussbettes pflanzt sich auf den Gebieten des strömenden Wasserabflusses, flussabwärts und auf den Gebieten des schiessenden Wasserabflusses flussaufwärts von den erwähnten Abweichungen (Bauanlagen, Änderungen des Gefälles, sowie Veränderungen der Rauigkeit, welche ebenso wirken, wie Verengung oder Ausbreitung des Flussbettes) nicht fort; die andere These ist folgende: der Einfluss der Abweichungen von der prismatischen Form pflanzt sich auf den Gebieten des strömenden Wasserabflusses flussaufwärts, bei schiessendem Wasserabfluss—flussabwärts fort; die Wasserläufe versuchen sich einem solchen Zustande zu nähern (entsprechend der Entfernung von den besprochenen Abweichungen), in welchem sie wären, wenn es überhaupt keine Bauanlagen oder Abweichungen gäbe.

Noch eine These und die letzte kann folgendermassen formuliert werden: sollte es dem Wasserlaufe an Energie mangeln, um über die Bauanlage hinüberzugehen, so sammelt er sie vor der Bauanlage an; der schiessende Wasserlaufe ist in diesem Falle gezwungen auf einer gewissen Strecke vor der Bauanlage in einen strömenden Zustand überzugehen. Überflüssige Energie ($\Theta - \Theta_0$) kann der Wasserlauf erst hinter der Bauanlage vergeuden, der strömende Wasserlaufe muss hierzu hinter der Bauanlage aus dem strömenden Zustand in einen schiessenden übergehen.

An Hand dieser Grundsätze und Prinzipien sind zahlreiche Aufgaben der ungleichförmigen Wasserbewegung gelöst wurden; einige dieser Aufgaben sind mit Hilfe der angeführten Grundsätze und Prinzipien leichter zu lösen, als dies bisher geschehen ist; einige sind bisher oft fehlerhaft gelöst worden und etliche zum ersten Mal.

Aus den angeführten Beispielen ist leicht zu ersehen, dass bei der Lösung der Aufgabe der ungleichförmigen Wasserbewegung es vor allen Dingen nötig ist jenes Querprofil zu finden, wo die Tiefe bekannt ist, oder wo sie leicht zu berechnen ist. Von diesem Querprofile beginnend kann man auf eine Seite (manchmal auch auf alle beide) das Längsprofil der Wasseroberfläche aufbauen, indem man bekannte Methoden der Hydraulik anwendet.

Sehr oft kann man bei der Lösung der Aufgaben der ungleichförmigen Wasserbewegung (besonders wenn man sie nur annähernd löst) sich die Arbeit bedeutend erleichtern, wenn man sich des vorgeschlagenen Nomogramms bedient, welches auf einmal eine von drei Grössen — E , q und h , als Funktion der zwei anderen gibt.

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО
ГОСПОДАРСТВА ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

МУЗЕЙ ІСТОРІЇ

Інв. № _____

12⁰⁰

УШЦІВХ,
Музей,
К-12

НАЦІОНАЛЬНИЙ ЦЕНТР ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОГО
ГОСПОДАРСТВА ЗА ПРАВОГО ВИКОРИСТУВАННЯ
МУЗЕЙ ІСТОРІЇ
№ 12

НУБІІ
БІБЛІОТЕКА