

261 Sp. V →
 444356
 р. н. 1945 У 532
 С-91
 Г. Й. Сухомел

Про місцеві втрати енергії у відкритих водотоках і гідротехнічних спорудах в зв'язку з загальним принципом руху потоків

§ 1. Існуючі розв'язання питання про гідравлічний розрахунок відкритих водотоків (включаючи і розрахунки споруд на них) треба визнати покищо незадовільними, тому що досі немає більш-менш проробленої загальної теорії нерівномірного руху рідини в них¹⁾. Незадовільність гідравлічних розрахунків відкритих водотоків стане особливо наочною, коли порівняти ці розрахунки з гідравлічними розрахунками як окремих трубопроводів, так і цілих сіток трубопроводів; для цих останніх є в гідравліці і в курсах водопостачання методи, з допомогою яких можна проробити гідравлічні розрахунки їх порівнюючи легко і швидко. Досить важливе значення в розрахунках коротких труб мають поряд з втратами на тертя і так звані „місцеві втрати“ енергії в трубах. Щодо цих останніх є величезний експериментальний і емпіричний матеріал, який і можна використати при гідравлічних розрахунках труб.

Інакше стоїть справа з гідравлічними розрахунками відкритих водотоків і споруд на них; крім того, що, як уже зазначалось, не має більш-менш проробленого загального методу для цих розрахунків, ми до останнього часу майже зовсім не маємо матеріалів²⁾ про „місцеві втрати“ енергії у відкритих водотоках.

Не можна сказати, що гідравлічні розрахунки відкритих водотоків і споруд на них не мають великого значення; навпаки, значення їх величезне.

Тому незадовільний стан питання про гідравлічні розрахунки відкритих водотоків і споруд на них доводиться пояснити надзвичайною складністю явищ при нерівномірному русі рідини як у відкритих водотоках взагалі, так і, зокрема, в спорудах на них. Із сказаного можна зробити висновок, що удосконалення цих розрахунків повинне йти в двох напрямках: 1) розробка загального методу гідравлічного розрахунку відкритих водотоків і споруд на них і 2) дослідження „місцевих втрат енергії“ у відкритих водотоках і спорудах.

В цих двох напрямках і треба провадити дослідження.

¹⁾ Певний крок уперед в цьому напрямі являють відомі роботи Rehbock-a, Böss-a Hinds-a. Див. також роботу автора „Нерівномірний рух течива...“, „Вісті Н. д. інституту водного господарства України“, ч. IV, 1931.

²⁾ З них можна відзначити такі: 1) В. Р. Creager and I. D. Justin, Hydro-Electric Handbook, New-York, 1927, § 70 (втрати у згинах безнапірних водоводів); в російському перекладі цієї книжки див. с. 147. 2) Mitteilungen d. Hydraulischen Inst. d. Techn. Hochschule, München, Н. 1, стаття Kirschmer-a; Н. 2, стаття Sprangler-a про опори в ґратах; Н. 6, стаття Raju про втрати на закругленнях і деякі інші.

Розділ I

Загальна теорема про нерівномірний рух рідини у відкритих водотоках

§ 2. Явища нерівномірного усталеного руху рідини у відкритих руслах надзвичайно складні й різноманітні. В цьому параграфі дано спробу вивести загальну теорему щодо нерівномірного руху рідини у відкритих потоках, з допомогою якої можна було б дослідити цей рух, які обставини не були б причиною його нерівномірності (спороди на водоточі, зміни спаду русла його, зміни шорсткості та інші).

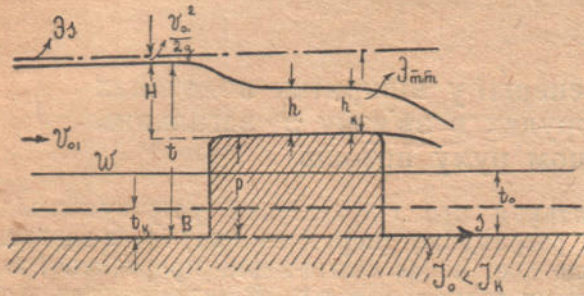


Рис. 1.

Почнімо з найпростішого випадку водотоку з призматичним руслом прямокутного перерізу, перегородженого спорудою — греблею, яка являє собою водозлив з широким закругленим спереду порогом (рис. 1).

Розглядаючи рух води через водозлив, покищо будемо нехтувати втратами енергії на ньому.

Нехай висота водозливу p настільки значна порівняно з глибиною t_0 рівномірного руху у водоточі, що швидкістю v_{01} припливу води до водозливу можна нехтувати і вважати, що вода у водосховищі W , яке утворилось перед водозливом, перебуває в спокої¹⁾. Хай у водосховище припливає за секунду Q м³ води, а ширина водозливу, через який вода переливається, дорівнює b ; тоді при усталеному русі витрата на одиницю

ширини водозливу $q = \frac{Q}{b}$. Вода у водосховищі W за умовою перебуває в спокої; цей стан рівноваги може бути тільки стійким, тому що вода в резервуарі через наявність водозливу негайно відхилилася б від стану рівноваги, коли б він був нестійкий.

Пригадаймо тепер, що рівновага будьякої системи матеріальних точок може бути стійкою тільки при умові, що потенціальна енергія системи мінімальна. Якщо відлічувати енергію положення рідини у водосховищі від горизонтальної площини порогу, то потенціальна енергія 1 кг рідини на її поверхні перед водозливом дорівнюватиме H . Така ж буде і потенціальна енергія одиниці ваги рідини не тільки на поверхні у водосховищі, а й на будьякій глибині y ; справді, частка рідини на глибині y має енергію положення меншу, а саме $H - y$, але зате на глибині y матимемо тиск $p = y\gamma$ (де γ — вага кубічної одиниці рідини), якому відповідає потенціальна енергія тиску p , що дорівнює для одиниці ваги $\frac{p}{\gamma} = y$; звідси ясно, що потенціальна енергія одиниці ваги рідини, рівна сумі енергій положення й тиску $(H - y) + y = H$, є величина стала для усієї рідини в резервуарі W .

Із сказаного робимо висновок, що висота H води в резервуарі над порогом водозливу, яка являє собою одночасно і енергію кожного кілограма води, встановиться відносно площини порогу якнайменша, але

¹⁾ Це припущення роблять звичайно в гідравліці при виводі формул для водозливів.

проте достатня для того, щоб через кожний 1 м ширини водозливу протікала кількість води q м³/сек. Це положення виведене тут безпосередньо з законів механіки, а саме — з принципу Діріхле.

Б. А. Бахметев з цього положення вивів теорію водозливу з широким порогом ще в 1911 р., не давши проте тоді доведення або виводу його, а пославшись тільки на можливість виводу цього положення з принципу „стійкості руху“, викладеного в книзі Routh-a (Rigid Dynamics, нім вид. 1898 р., т. II, с. 76)¹).

Але, як відомо, мінімальному H , яке дорівнює питомій енергії перерізу \mathcal{E}_{\min} над порогом водозливу, відповідатиме там же критична глибина

$$h_k = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} \mathcal{E}_{\min} \text{)}$$

Якщо глибина t перед водозливом не настільки велика, щоб можна було нехтувати порівняно з H висотою швидкості $\frac{v_{01}^2}{2g}$, то замість H доведеться взяти суму $H + \frac{v_{01}^2}{2g}$; цій сумі і буде дорівнювати \mathcal{E}_{\min} над порогом водозливу, тому що без дальших міркувань досить ясно, що на процес протікання води через водозлив не може більш-менш значно вплинути та обставина, що вода перед водозливом замість однієї потенціальної енергії H матиме і певну кількість кінетичної енергії, яка замінить відповідну кількість потенціальної енергії²).

Перед порогом питому енергію перерізу треба вже відлічувати від дна потоку, тобто в перерізі B питома енергія перерізу дорівнюватиме:

$$\mathcal{E}_b = t + \frac{v_{01}^2}{2g} = p + \mathcal{E}_{\min} = p + H + \frac{v_{01}^2}{2g},$$

де: p — висота порогу водозливу. Ясно, що при заданій лінії дна питома енергія перерізу в розглядуваному перерізі B не може бути менша від суми $p + \mathcal{E}_{\min}$; але разом з тим, звичайно, ця найменша можлива енергія завжди більша, ніж $\mathcal{E}_{\min} = \frac{3}{2} h_k$. Якщо ми візьмемо на увагу, що рух реальної рідини через широкий поріг супроводжується втратами енергії і що h_k , а разом з тим і \mathcal{E}_{\min} усталяться в кінці, перед сходом з водозливу³), то прийдемо до висновку, що найменша можлива питома енергія перерізу в перерізі B буде:

¹) Див напр. Б. А. Бахметев. Общая гидравлика, 1932, с. 216 і далі або якийнебудь інший курс гідравліки.

²) Не обмежуючись, проте, цією взаємкою, Б. А. Бахметев у своїй згаданій нами „Гідравліці“ на с. 218 говорить: „природному намаганню рівня води на порозі знизитись наскільки можливо ставить межу та обставина, що за певною границею зниження (див. фіг. 191) зменшенню глибини відповідає приріст питомої енергії перерізу. Звідси ясно, що найменша глибина, до якої може упасти рівень на порозі, є глибина, яка відповідає мінімумові питомої енергії, тобто глибина критична“. Висловлену в цій цитаті думку, по суті правдиву, при певних припущеннях не можна, проте, вважати доведеним, тому що в цій самій книзі на рис. 194 і 195 сам Б. А. Бахметев наводить випадки руху через водозлив з широким порогом з глибинами, меншими проти критичної, па значній довжині струмнини над порогом. Явища ці будуть з'ясовані в іншій роботі.

³) Звичайно, останнє міркування щодо врахування швидкості припливу води до водозливу не можна вважати цілком доказаним; проте з ним можна миритись, якщо взяти на увагу, що й у старих висновках звичайно нехтували швидкістю припливу (див. напр. D. V a n k i Energie-Umwandlungen in Flüssigkeiten, B. I, 1921, сс. 159 — 160.

⁴) Що \mathcal{E}_{\min} і h_k усталяться перед сходом з водозливу, а не на початку його (поріг, як було прийнято вище, при вході на нього добре закруглений), — це видно з того, що в протилежному разі в кінці порогу повинна була б встановитись питома енергія перерізу, менша ніж \mathcal{E}_{\min} , а цього бути не може.

$$\mathcal{E}_b = t + \frac{v_{01}^2}{2} = p + \mathcal{E}_{\min} + h_w$$

тут через h_w позначені втрати енергії при русі через поріг. Але якщо питома енергія перерізу \mathcal{E}_b найменша можлива в перерізі B , то звідси можна зробити висновок, що й у перерізах, які лежать вище по течії, крива підпору AB розміститься так, що питома енергія перерізу \mathcal{E} в будь-якому з них матиме найменшу можливу для цього перерізу величину. При наявності на водотоці, замість звичайного водозливу з широким порогом, перепаду (рис. 2) одержимо криву спаду AB (замість кривої підпору в попередньому випадку), в кінці якої в перерізі B знову матимемо h_k і \mathcal{E}_{\min} , отже і в попередніх перерізах питома енергія переріза буде найменша можлива в кожному перерізі.

Аналогічні висновки можна було б зробити і щодо інших видів вільних поверхень при нерівномірному русі. Таким чином можна висловити загальне положення: в усякому водотоці (з руслом, що не розмивається) рух встановлюється такий, що питома енергія перерізу \mathcal{E} в будь-якому перерізі матиме найменше можливе для цього перерізу значення¹⁾. Проте теорема в такій формі не була б досить означеною і зручною для користування; крім того, в такій формі теорема не підкреслює тієї важливої обставини, що питома енергія перерізу \mathcal{E} в будь-якому перерізі залежить від умов руху і значення \mathcal{E} на сусідніх з розглядуваним перерізом ділянках водотоку.

На підставі викладеного можна сформулювати таку загальну теорему: для заданих умов повільно змінного²⁾ руху вільна поверхня рідини (тобто глибини, а разом з тим і швидкості в кожному перерізі) у відкритому водотоці встановиться так, що площа між дном і лінією \mathcal{E}_s (градієнтом енергії) матиме найменше можливе значення³⁾. Застосовуючи цю теорему, треба пам'ятати, що \mathcal{E} ніде не може набирати значень, менших за \mathcal{E}_{\min} , які відповідають критичній глибині.

Поданий тут вивід тільки що сформульованого загального положення не є, звичайно, хоч би до певної міри точним; скоріше це узагальнення ряду відомих фактів. Вивести ж це положення краще з другого закону термодинаміки. Справді, вирішальне значення при русі реальних рідин у відкритих водотоках мають втрати енергії на тертя (а в спорудах і „місцеві втрати енергії“). Суть втрат гідравлічної енергії полягає в переході цієї енергії в теплову, а перехід механічної енергії в теплову є процес термодинамічний. Тому і при тих умовах, при яких на практиці доводиться розглядати рух рідини у відкритих водотоках, до зазначеного процесу можна прикласти в тій чи іншій формі другий закон термодинаміки. Таким чином ми можемо прийти до висновку, що з можливих при даних умовах форм руху у відкритому водотоці встановиться та форма, яка зв'язана з утворенням можливо швидше і можливо більшої кількості тепла коштом гідравлічної енергії.

Але в такому випадку рух рідини у відкритому водотоці (і в спорудах на ньому) повинен відбуватись з можливо малою питомою енергією,

¹⁾ Підкреслимо, що це значення \mathcal{E} не буде, загалом кажучи, \mathcal{E}_{\min} , яке для прямокутного перерізу дорівнює $1,5 h_k$.

²⁾ Застосування цієї теореми до випадків, коли струмина раптово розширюється, буде розглядене нижче.

³⁾ На цю теорему автор вказував ще в резюме своєї роботи „Нерівномірний рух течива в одкритих коритах з місцевими плавкими відхилами від призматичної форми“ (Вісті Н.-д. інституту водного господарства України, 1931 р. т. IV, ч. I), а також у своїх доповідях в комісії прикладної математики АН УСРР в 1932 р. і в інших установах, але в інших, менш зручних, формулюваннях.

а отже, і з можливо малою питомою енергією перерізу¹⁾. Якщо погодитися з цим міркуванням, то тоді і теорію водозливу з широким порогом і всі інші випадки руху у відкритих водотоках можна розглядати як висновок з загального положення про мінімум площі між градієнтом енергії і дном водотоку.

§ 3. Одержану теорему застосуємо безпосередньо для з'ясування деяких конкретних випадків руху, а також введемо з неї два положення з допомогою яких зручно дослідити найрізноманітніші випадки нерівномірного руху.

Перший приклад. Рух у верхньому б'єфі перепадів на каналах. Треба одрізнати водотоки „спокійні“, в яких нормальна глибина t_0 більша за критичну глибину t_k (рис. 2), і бурхливі — з $t_0 < t_k$ (рис. 3). Щодо спокійних водотоків, то в них, як це добре відомо, перед перепадом утворюється крива спаду, а на самому перепаді маємо критичну глибину t_k , отже питома енергія перерізу дорівнює тут \mathcal{E}_{\min} ²⁾; щодо цього випадку лишається з'ясувати, що переріз з t_k може бути тільки на самому перепаді, а не вище проти течії; дійсно, лінія $\mathcal{E}s$ має в розглядуваному випадку (рис. 2) спад більший, ніж дно, тому що глибини t менші, швидкості v більші і втрати I_r також більші, ніж нормальні величини t_0, v_0 і I_0 ; тому, припустивши, що t_k встановиться на певній віддалі вище перепаду, ми одержали б питому енергію перерізу між цим перерізом і перепадом меншу за \mathcal{E}_{\min} , а це неможливо.

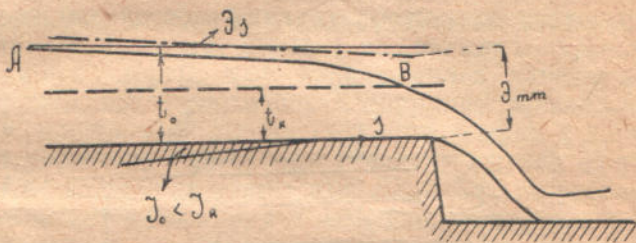


Рис. 2.

Цілкові інакше стоїть справа з перепадом на бурхливому водотокі; для цього випадку можна довести, що рівномірний рух не порушується (рис. 3) до самого перепаду. Справді, якщо припустити, що й тут глибина в напрямі до перепаду зменшується, як це маємо на спокійному водотокі, то тоді лінія $\mathcal{E}s$ коло перепаду мала б піднятися вище \mathcal{E}_0s ³⁾, а це суперечило б виведеній теоремі. Не можна також припустити, що глибина на перепаді буде (рис. 4) більша за нормальну: $t' > t_0$; це означало б, що питома енергія перерізу \mathcal{E} , яка відповідає їй, була б менша за \mathcal{E}_0 відповідно до відомого графіка $\mathcal{E}t$ ⁴⁾; через те, що глибинам, більшим за нормальні, відповідають втрати менші, ніж нормальні, то спад лінії $\mathcal{E}s$ був би менший, ніж \mathcal{E}_0s і вона перетнула б лінію, яка відповідає $\mathcal{E}_{\min} =$

$= \frac{3}{2} t_k$, а це теж неможливе. Отже глибина перед перепадом не може бути ні меншою, ні більшою, ніж нормальна глибина t_0 , тобто вона може тільки дорівнювати t_0 .

¹⁾ Інтересно відзначити, що аналогічним міркуванням користується Н. Lorenz (Technische Hydromechanik, München und Berlin, 1910, сс. 67—70), щоб обґрунтувати стійкість ламінарного руху в трубах при швидкостях, менших за критичну, і турбулентного — при швидкостях, більших за критичну, але для труб це міркування не дало наслідків.

²⁾ Звичайно, якщо рівень води у нижньому б'єфі розташується досить низько, щоб не підтопити струмину на перепаді.

³⁾ В бурхливих водотоках, як відомо, меншим глибинам відповідають більші питомі енергії перерізу (див. рис. 6).

⁴⁾ Див. цитовану статтю автора у „Вістях Інституту водного господарства України“, 1931 р. т. IV; див. також рис. 6.

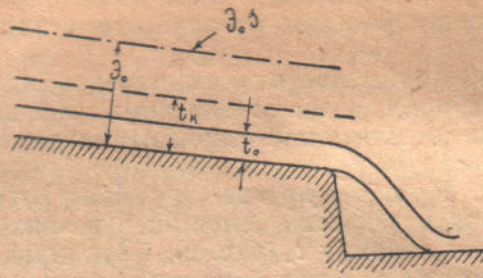


Рис. 3.

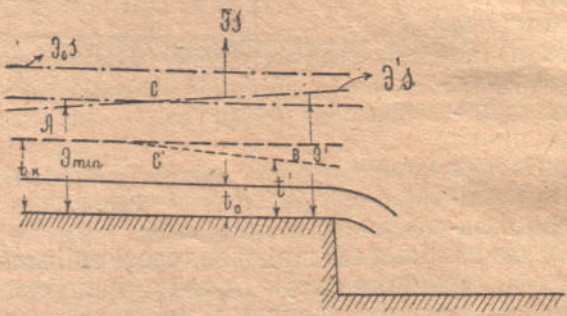


Рис. 4.

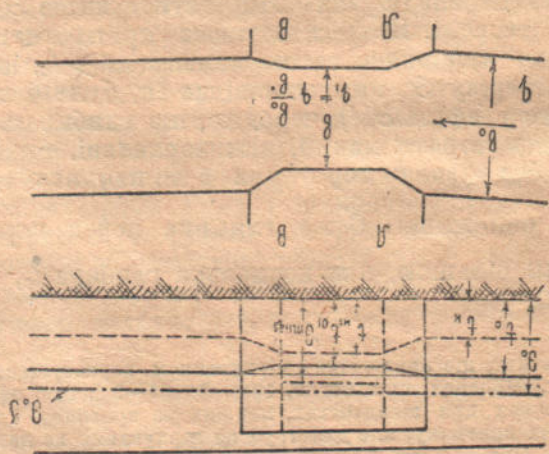


Рис. 5.

Другий приклад. Протікання мостового отвору спокійною рікою. Будемо покищо припускати, що стояни мають настільки зручнообтічну форму, що місцевих втрат немає, а втрати на тертя в споруді такі самі, як і на ділянці з рівномірним рухом. Тут треба розглянути два випадки: 1) питома енергія перерізу $\mathcal{E}_{1\min}$ між стоянами менша за \mathcal{E}_0 і 2) $\mathcal{E}_{1\min} > \mathcal{E}_0$.

1) Якщо $\mathcal{E}_{1\min} < \mathcal{E}_0$ і втрати в споруді такі самі, які ми мали б при відсутності її, то споруда не впливатиме на водотік ні перед спорудою, ні за нею, тому що градієнт $\mathcal{E}_0 s$ при наявності споруди не зміниться; між стоянами ж ми мали б зниження рівня, як у цьому можна переконатись, застосувавши графіки $\mathcal{E}t$ (рис. 6)¹⁾ для витрат на одиницю ширини в споруді q_1 і поза нею $-q$ (рис. 5). З наведених двох рисунків одразу видно, що $t_{01} < t_0$, тобто глибини між стоянами менші, ніж на нестиснених стоянами ділянках.

2) Перейдімо тепер до дослідження того випадку протікання мостового отвору, коли $\mathcal{E}_{1\min} > \mathcal{E}_0$ (рис. 7) При цій умові ріка повинна запасти перед спорудою певну кількість енергії. Але, користуючись наведеною вище теоремою, можемо твердити, що водотік перед спорудою запасе якнайменше енергії, при якій площа між лінією градієнта енергії і дном буде якнайменша. Проте в мостовому отворі між стоянами питома енергія перерізу в усякому разі не може бути менша ніж $\mathcal{E}_{1\min}$. Звідси робимо висновок, що в отворі моста встановиться рух з питомою енергією перерізу $\mathcal{E}_{1\min}$ і відповідною їй глибиною t_{1h} . Питома енергія перерізу одразу ж перед спорудою дорівнюватиме тій самій величині, що й у споруді²⁾. Проте перед входом в споруду ця енергія вже не буде рівною $\mathcal{E}_{0\min}$, яке відповідає h_k , тому що $\mathcal{E}_{0\min} < \mathcal{E}_{1\min}$; разом з тим ясно, що перед спорудою не може встановитись рух з питомою енергією перерізу, меншою, ніж $\mathcal{E}_{1\min}$. Співвідношення енергій і глибин найкраще з'ясовується з рис. 7 і 8. З них видно, що питома енергія перерізу однакова ($\mathcal{E}_{1\min}$) як при вході в споруду, так і при виході з неї; проте глибини при вході $t_{вх}$ і при виході $t_{вх}$ різні. З рис. 8 видно, що з математичного погляду в кожному з цих перерізів однаково можливі обидві ці глибини; проте встановляться в розглядуваних перерізах $t_{вх}$ і $t_{от}$ саме так, як це показано на рис. 8. Глибина при вході $t_{вх} > t_0$ повинна тут встановитись для того, щоб водотік міг запасти енергію $\mathcal{E}_{1\min} - \mathcal{E}_0$, якої бракує йому; запасання енергії може відбуватись завдяки тому, що при більшій глибині маємо меншу швидкість, а при менших швидкостях одержуємо менші втрати енергії. За мостом повинна, при тій самій енергії, встановитись глибина $t_{от} < t_k < t_0$, тому що тільки при цій з двох можливих глибин матимемо можливо більші швидкості і втрати енергії, в наслідок чого градієнт енергії буде знижуватись можливо швидше і, отже, площа між градієнтом енергії і дном буде можливо менша, відповідно викладеній вище загальній теоремі.

Перейдімо тепер до уточнення теорії протікання мостових отворів. Насамперед зауважмо, що через зменшення перерізу і збільшення швидкості між стоянами там повинні збільшитись порівняно з нормальними втрати на тертя, якщо тільки збільшення швидкості не компенсується зменшенням шореткості в споруді; проте зміна втрат на тертя у відносно коротких спорудах не може грати великої ролі, та й врахувати вплив її порівняно легко.

¹⁾ Докладно про це див. цитовану вище статтю автора.

²⁾ Це тому, що ми покищо приймаємо, як зазначено вище, що градієнт енергії в споруді йде паралельно дну, тобто в споруді не припускається жодних додаткових втрат енергії.

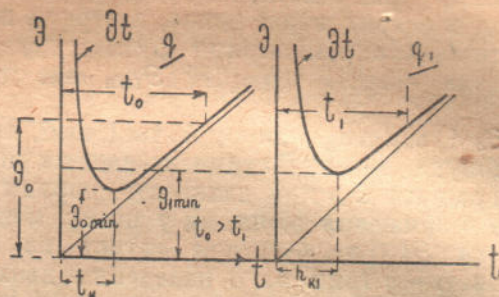


Рис. 6.

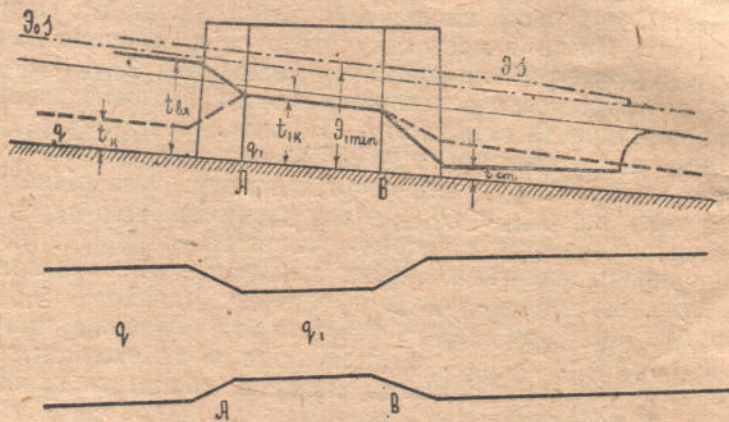


Рис. 7.

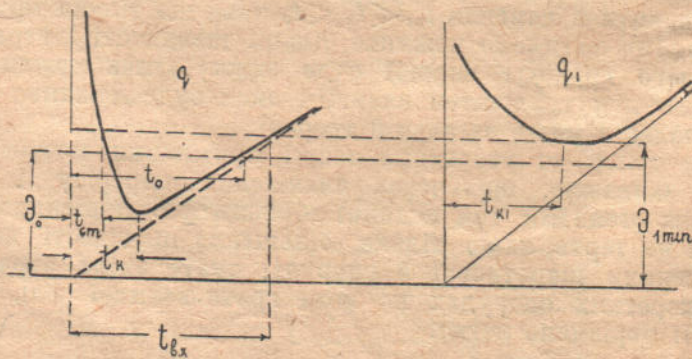


Рис. 8.

Далеко більша роль в таких спорудах належить місцевим втратам в них і за ними. За аналогією з місцевими втратами в трубах треба думати, що й місцеві втрати у відкритих водотоках виникають в тих випадках, коли струмина раптово розширюється, при чому утворюються вири або вихори, які і є причиною втрат або відповідно гашення енергії. При протіканні мостових отворів такі вихори утворюються за перерізами (рис. 5, 7 і 9) AA і BB і тим інтенсивніше, чим менше зручно-обтічну форму мають стояни або (відповідно) бики й інші частини гідротехнічних споруд, які обтікає вода. Для того, щоб ми могли виконати основну задачу гідравлічного розрахунку споруд, а саме — визначити поздовжній профіль води в споруді, необхідно, очевидно, дослідити „місцеві“ втрати енергії в різних частинах споруд і тоді побудування потрібного профілю доведеться видозмінити порівняно з розгляненими випадками руху води без місцевих втрат.

Якщо робити аналогічно з розрахунком трубопроводів і прийняти покищо, що місцеві втрати бувають у певних перерізах (наприклад, на рис. 5, 7, 9 — в перерізах AA і BB), де відбувається розширення струмини¹⁾, то над цими перерізами градієнт енергії опускався б донизу по вертикалі на величину, яка відповідає тій чи іншій місцевій втраті. Наприклад, замість рис. 5 матимемо картину, подану на рис. 10. Тут h_A і h_B — місцеві втрати енергії, які ми уявляємо собі покищо, за аналогією з трубами, зосередженими в перерізах AA і BB ; при цьому ми мали б і різкі зниження рівня z_A і z_B (ідучи вниз по течії). Насправді втрати h_A і h_B і зниження рівня z_A і z_B розподіляються на деяких ділянках, хоч і не дуже довгих, і тому різких знижень рівня немає. Якби ми зуміли визначити h_A і h_B (а також і зміну втрат на тертя в споруді — при точніших розрахунках), то ми могли б знайти питому енергію перерізу при вході в споруду, а далі — відповідну їй глибину і разом з тим підпір z .

Не меншу роль, ніж в попередньому прикладі, місцеві втрати грають в частині гідротехнічних споруд, призначених для гашення енергії, — висота h_w на рис. 11. Таким чином на цих прикладах можна переконатись, наскільки важливо було б дослідити місцеві втрати у відкритих водотоках. Тільки після дослідження їх можна буде провадити гідравлічні розрахунки споруд на відкритих водотоках з такою самою певністю, як і при розрахунках труб.

§ 4. З наведених двох прикладів можна було також переконатись, що безпосереднє застосування даної вище загальної теореми про мінімум площі між поздовжнім профілем dna і градієнтом енергії водотоку досить складне; тому доцільно вивести з загальної теореми положення, якими зручно було б користуватись. Ці положення сформулюємо спочатку для такого водотоку і споруд на ньому, в яких місцевих втрат немає, тобто для такого випадку, коли рух води можна вважати повільно змінним; далі ж буде зазначено, як ці положення треба змінювати при наявності місцевих втрат енергії. Наперед зауважмо ще, що з погляду гідравліки роль споруд на водотокі у величезній більшості випадків сходять то того, що вони звужують водотік з боків, або знизу, або зразу і з боків і знизу; може, звичайно, статись, що в деяких місцях водотік навпаки матиме більшу ширину або глибину.

Аналогічно із звуженням і розширенням на водотік діють ділянки із збільшеною або зменшеною шорсткістю²⁾.

Умовмося і надалі називати „спокійними“ ті водотоки, в яких глибина рівномірного руху t_0 більша від їх критичної глибини t_k , а „бур-

¹⁾ В перерізі AA струмина попереду стиснеться.

²⁾ Це питання буде розглянено в окремій роботі. Див. також цитовану статтю автора.

261 гр.

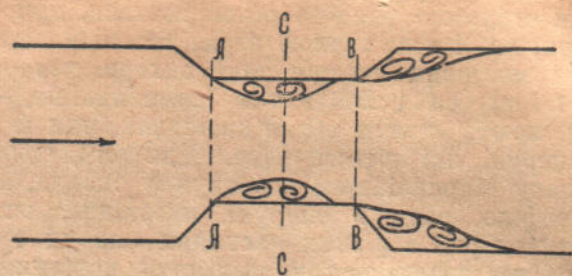


Рис. 9.

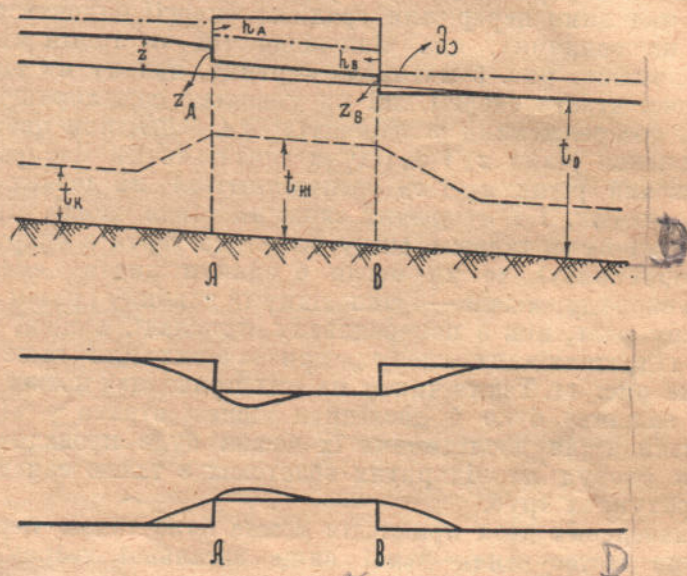


Рис. 10.

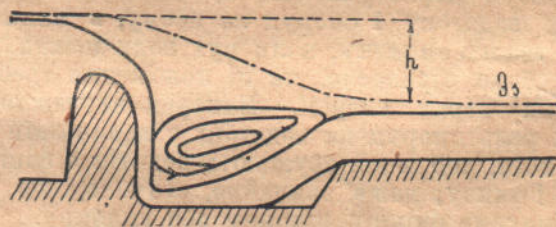


Рис. 11.

хливими* — ті, у яких $t_0 < t_k$. Крім водотоку в цілому, будемо часто розглядати нерівномірний рух води на окремих ділянках водотоку; при певних умовах може статись, що в спокійному загалом водотоці матимемо ділянку з „бурхливою“ течією, тобто глибина на цій ділянці t (змінна) буде менша за критичну t_k (крива підпору у третій зоні спокійного водотоку); навпаки, в бурхливих водотоках трапляються „спокійні“ течії, в яких змінна глибина t більша за t_k (крива підпору в першій зоні „бурхливих“ водотоків).

Після цих зауважень можемо сформулювати такі положення з тим, що вивід їх з загальної теореми подано буде далі.

1. Споруди на ділянках з спокійною течією не впливають на водотоки вниз по течії, а на бурхливих ділянках — вгору проти течії при умові, що питома енергія перерізу \mathcal{E}_0 , яку мав би водотік на місці перед входом в споруду при відсутності останнього, буде більша, ніж

$$\mathcal{E}_{1\min} = \frac{3}{2} t_{k1} \quad (1)$$

в споруді. При цій самій умові вплив споруди відчувається в спокійних течіях тільки вгору від споруди — проти течії, а в бурхливих, — навпаки, тільки по течії; вплив споруд на водотоки в обох розглядуваних випадках при звичайних невеликих довжинах²⁾ споруди не може бути значним.

2. Коли маємо $\mathcal{E}_0 < \mathcal{E}_{1\min}$ ³⁾ (див. попереднє положення 1), то в найбільш стиснутому перерізі потоку, ⁴⁾ в споруді встановиться рух з $\mathcal{E}_{1\min}$. Отже і з відповідною $\mathcal{E}_{1\min}$ критичною глибиною t_{1k} . При цьому перед спорудою повинна обов'язково встановитись спокійна течія, навіть тоді, коли водотік при відсутності споруди на розглядуваній ділянці мав би бурхливу течію. Глибина при вході в споруду повинна встановитись відповідна питомій енергії перерізу \mathcal{E} , дуже близькій до $\mathcal{E}_{1\min}$ ⁵⁾, якщо споруда порівняно коротка в напрямі руху водотоку; при виході з споруди при прийнятих умовах повинна обов'язково встановитись бурхлива течія з глибиною, яка знову таки відповідає питомій енергії перерізу, дуже близькій до $\mathcal{E}_{1\min}$. В наслідок цього в спокійних течіях за спорудою утворюється відігнаний або затоплений стрибок. Коли ж за спорудою водотік взагалі бурхливий, то там матимемо криву підпору в третій зоні бурхливого водотоку, — звичайно, без утворення стрибка.

Перейдімо тепер до виводу цих двох положень з основної теореми про мінімум площі між дном і градієнтом енергії. Припустімо (рис. 12), що умова $\mathcal{E}_0 > \mathcal{E}_{1\min}$ або відповідно $\mathcal{E}_0 < \mathcal{E}_{1\min} + a$ додержується; нехай далі AB і $A'B'$ являють поверхню води і градієнт енергії в тому випадку, коли споруди ще не було при вході на цю ділянку з спокійною течією. Припустімо далі, що вода виходить з споруди з глибиною $t > t_0$; тоді питома енергія перерізу \mathcal{E} , як видно, була б для спокійної течії більша за \mathcal{E}_0 . Далі, при більшій глибині ми мали б меншу швидкість a , отже, і менші втрати енергії. Тому градієнт енергії $C'D'$ мав би менший

¹⁾ Якщо споруда стискує водотік знизу, то замість $\mathcal{E}_{1\min}$ треба взяти $\mathcal{E}_{1\min} + a$, де a — висота споруди над дном водотоку (не враховуючи змін втрат).

²⁾ Рахуючи по течії.

³⁾ Якщо споруда висотою a над дном стискує водотік знизу, то питома енергія перерізу перед спорудою буде вже приблизно дорівнювати не $\mathcal{E}_{1\min}$, а сумі $\mathcal{E}_{1\min} + a$ (не враховуючи змін втрат від входу до найбільш стисненого перерізу).

⁴⁾ Коли є ціла ділянка призматичної форми з найбільш стисненим перерізом, при чому дно на цій ділянці має той самий спад, що й у нестисненому руслі водотоку, то критична глибина встановлюється в кінці стисненої ділянки при спаді меншому проти критичного, і на початку ділянки — при спаді більшому за критичний (див. цитовану вище статтю автора „Нерівномірний рух“... або P. V ö s s, Berechnung der Wasserspiegellage, „Forschungsarbeiten“ 584).

⁵⁾ Див. зноску 3).

спад ніж $A'B'$ і таким чином лінії енергії розходилися б дедалі більше.

Такі умови руху явно суперечили б основній теоремі; а тим часом ніщо не заважає, щоб за спорудою встановився рух з поверхнею AB .

Якщо припустити при тих самих умовах, що за спорудою глибина t і питома енергія перерізу \mathcal{E} менші, ніж t_0 , то і швидкість і втрати за спорудою будуть більші, ніж при t_0 . Отже градієнт енергії мав би більший спад ніж $A'B'$ і дійшов би значення \mathcal{E}_{\min} (лінія EF рис. 12) на

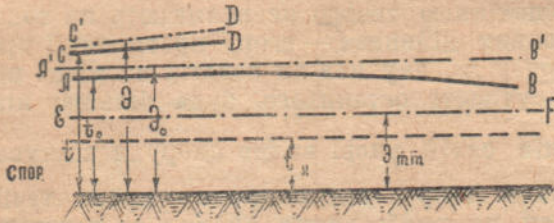


Рис. 12.

енергія перерізу може знову зростати, або \mathcal{E}_{\min} зменшується (розширення русла).

Аналогічно можна було б далі вивести з основної теореми, що вплив споруди на бурхливу течію не може простягатись ввєрх від споруди проти течії, але наводити тут цей вивід не будемо.

Щодо другого положення, то в ньому, мабуть, потребує доведення тільки та частина, в якій твердиться, що за спорудою з двох можливих глибин обов'язково встановиться глибина, менша за критичну. Це легко довести таким міркуванням: водотік, запасши перед спорудою певну кількість енергії, повинен якнайскоріше витратити її за спорудою, щоб знизити градієнт енергії до нормального, а для цього і повинна встановитись якнайменша глибина і одночасно якнайбільша швидкість, при якій зайва енергія втрачається якнайскоріше.

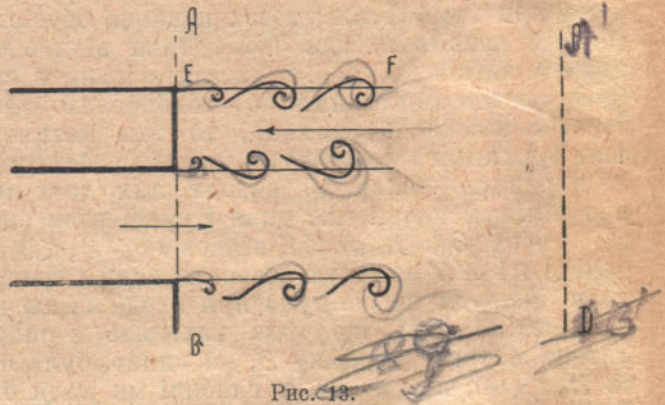


Рис. 13.

Положення про те, що в водотіці з встановленою спокійною течією вплив споруди не поширюється вниз по течії, власне кажучи, вірне (і це треба підкреслити) тільки при зазначеній вже вище умові, що рух повільно змінний, тобто водотік не має різких розширень струмнини. В протилежному разі вири, які утворюються за спорудою, в місці різкого розширення струмнини, поширюються вниз по течії і в спокійних течіях, при чому нормальна глибина (рис. 13) встановлюється в перерізі CD , до якого встигають погаситись вири, утворені поблизу виходу з споруди. Це можна було б уявити собі так, ніби завихорені ділянки за спорудою є до певної міри продовженням споруди до перерізу CD . Ділянка за спорудою між перерізами AB і CD є, як вже зазначалось вище, те місце, де завдяки завихоренням втрачається енергія.

Розділ II

Місцеві втрати енергії у відкритих водотоках і спорудах на них

§ 5. Якщо придивитись до тих ділянок на водотоці, де виникають місцеві втрати енергії, то можна помітити, що в цих місцях утворюються вихори, вальці. Вальці в свою чергу утворюються там, де струмина водотоку більш-менш раптово розширюється. В таких місцях, в наслідок наростання так званого пограничного шару, струмина замість обтікання тіл зривається з їх поверхні, утворюючи поверхні (вірніше — тонкі шари) розділу (або розриву), по обидві сторони яких швидкості рідини мають неоднакові значення, що різняться на скінченні величини. Проте такі поверхні нестійки ¹⁾.

Наведемо тут коротко міркування, подані у Л. Прандтля, щодо нестійкості поверхень розділу, тому що ці міркування пояснюють не тільки вище згадане явище, але, очевидно, можуть бути використані і для пояснення природи місцевих втрат. Якщо поверхня розділу AB (рис. 14а) так чи інакше утворилась, то вона не може лишатись в такому вигляді тому, що завжди знайдеться досить причин, завдяки яким ця поверхня набере хвилюподібного вигляду хоч би із дуже малою висотою хвиль (рис. 14б). Проте тоді коло вершини хвилі C буде стиснення верхньої струмини, збільшення швидкості, а отже і зменшення тиску ($-$), і навпаки, з другого боку коло точки D матимемо збільшення тиску ($+$). В наслідок цієї різниці тисків амплітуда малої хвилі збільшуватиметься, а через відносну швидкість u_0 (рис. 14а) хвиля втрачатиме симетричну форму (рис. 14в), несиметричність хвилі збільшується (рис. 14г), вона перекидається, змотується у вихор (рис. 14д і 14е). Таким чином Л. Прандтль пояснює нестійкість поверхень розділу; великі вихори, на які розкладається поверхня розділу, відносяться течією і поступово зникають, розкладаючись через тертя на вихори дрібніші. Наслідки від утворення цих вихорів такі самі, як і від турбулентності, — перетворення механічної (гідравлічної) енергії на теплову, тобто ми матимемо тут, як звичайно висловлюються, втрати енергії.

Подивімось тепер, як можна пояснити з'явлення вальців у місцях раптового розширення струмини. Розгляньмо це питання на конкретному прикладі хоч би затопленого стрибка при витіканні струмини спід щита (рис. 15). Якщо висловлені вище припущення вірні, то поверхня розділу AB розкладається на вихори, які забирають з собою частину води з простору над струминою і відносяться вниз по течії. Процес віднесення води з вальця можна було б пояснити тим, що вихори, які утворились на поверхні розділу і захопили частину води з вальця, в боці, оберненому до останнього (точка a), зменшують швидкість руху. З протилежного ж боку (коло точки b) цього немає і тому вихор виштовхується в бік струмини. Це явище, власне кажучи, має багато спільного з ефектом Магнуса і з явищами, до яких можна застосувати теорему Кутта-Жуковського. На місце віднесеної води зверху, як показує стрілка, надходить вода, і таким чином утворюється валець. Тому що вода над поверхнею розділу відноситься вниз по течії хоч і з меншою, ніж в головній струмині, швидкістю, а у верхній частині вальця рух води відбувається в протилежному напрямі, то по поверхні CD всередині вальця, можливо, маємо ще одну поверхню розділу, на якій також утворюються вихори. Зрозуміло, що при таких умовах рух води у вальці виходить надзвичайно завихорений.

¹⁾ Див. L. Prandtl — O. Tietjens, Hydro- und Aeromechanik, B. I і II, 1929—1931; в рос. пер. (в I т. особливо — §§ 92—94).

Легко зрозуміти і виникнення (рис. 13) вихорів (з вертикальними осями) за мостовими биками, а також і зворотний рух (як показує стрілка) води в напрямі до середини задньої стінки бика.

§ 6. Спостерігаючи ділянки, на яких струміна повинна розширюватись, точніше кажучи, вальці і місця коло поверхень розділу (рис. 14 і 15), можна помітити, що в цих місцях при більш значних швидкостях до води домішуються пухирці повітря. Явище це можна пояснити так: в окремих вихорах, які у великій кількості є у вальці, по осі кожного такого вихора буває знижений тиск, в наслідок чого пухирці повітря вси-

саються в масу води, а далі і в струмину під вальцем. Цей погляд на підмішування повітря до води стверджує, на нашу думку, такий лабораторний дослід: з резервуара через отвір у тонкій стінці випускали незавихорену струмину, яка, падаючи в резервуар з водою, майже не втягувала з собою пухирців повітря. Навпаки,



Рис. 14.

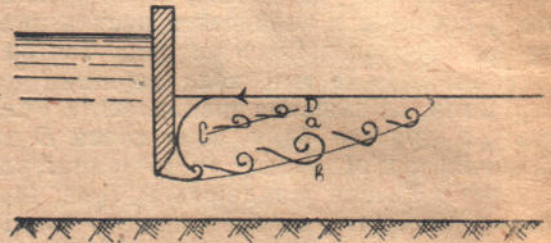


Рис. 15.

струміна з насадка Вентурі, завихорена, падаючи з тієї самої висоти і витікаючи під тим самим напором, захоплювала з собою у воду нижнього резервуара велику кількість пухирців повітря, які виділялись з води навколо місця падіння струмини в нижній резервуар, де вода заспокоювалась після падіння.

Що причиною захоплення повітря струминою є не прискорений рух струмини, а головню завихореність, турбулентність струмини, доводиться ще фактом, який спостерігався автором у великому масштабі на греблі Дніпровської ГЕС. В струмині (рис. 16), у верхній її частині, де вона переливається через гребінь, домішки пухирців непомітно, крім частин II, які примикають до бичків; в бичках є пази AC для щитів, завдяки яким вже наверху поблизу бичків утворюються завихорення і захоплюються пухирці повітря.

Після того, як струміна пройде певну віддаль вниз по стінці водозливу, вона починає захоплювати в чимраз більшій кількості пухирці повітря; при цьому насамперед повітря захоплюють частини струмини коло бичків, а вже потім тільки — і середина струмини. Це явище слід пояснити тим, що завихореність, турбулентність руху поблизу бичків, завдяки тертю об них, виходить достатня для захоплення повітря раніше, ніж на середині, де турбулентність виникає тільки в наслідок тертя об дно. Це спостереження ще раз стверджує висловлену вже думку про те, що причиною захоплення повітря водою є не прискорений рух II, а турбулентність, і досліджувати це важливе і мало досліджене явище треба саме з такого погляду.

З другого боку — те, що пухирці повітря захоплюються як потоками води, які течуть в крутих потоках, швидкоходах, так і в місцях, де

близько до поверхні e , або навіть доходять до самого вільного рівня, поверхні розділу, — стверджує ту думку, що місцеві втрати e по суті місцеві підсилення турбулентності, завихореності потоку рідини. Але при цьому в місцевих втратах e більші завихорення, а тому і пухирці повітря захоплюються більші. Крім того, деякі лабораторні спостереження показали, що в завихореннях на поверхні розділу, які перебувають досить глибоко під рівнем, у воді виділяються пухирці повітря, очевидно того, яке розчинене було у воді; такі пухирці виділяються з розчину саме в завихореннях, в яких утворюються невеликі простори із зменшеним тиском.

У викладеному поясненні місцевих втрат e ще дуже багато неясностей, певніше це пояснення треба вважати тільки початком роботи. Більш-менш докладне з'ясування природи місцевих втрат потребує ще великої кількості теоретичних і експериментальних досліджень. Ці дослідження повинні йти в двох напрямках. З одного боку, слід було б досліджувати найпростіші випадки (як, наприклад, витікання круглої струмини в рідину, витікання через затоплений донний отвір), в яких найлегше було б дослідити природу місцевих втрат. З другого боку, треба досліджувати місцеві втрати, найважливіші з практичного погляду, маючи при цьому на увазі не тільки втрати енергії у вузькому розумінні слова (як шкідливі втрати), але й гашення енергії, коли втрати бажано по змозі збільшити, а також і процес перемішування рідин. З останнього погляду особливо важливий водний стрибок і деякі інші випадки. Проте розраховувати на швидке з'ясування цих складних питань не доводиться і тому, мабуть ще на довгий час, в дослідженні місцевих втрат велике значення збереже закон кількості руху. Цінність його полягає в тому, що при застосуванні його не має потреби знати, що робиться в границях певної ділянки (наприклад, у водяному стрибку), а треба мати тільки дані щодо станів на границях цієї ділянки.



Рис. 16.

Нещодавно А. Кох надав цьому законі в застосуванні його до водяного стрибка¹⁾ своєрідної форми (Der Satz von der Stützkraft).

Не можна заперечувати, що запропонована А. Кохом форма закону кількостей руху дає певні зручності при застосуванні; проте треба все таки зауважити, що серед німецьких гідравліків цю форму дещо переоцінюють, мабуть тому, що в Німеччині до останнього часу закону кількостей руху, наприклад до водяного стрибка, не застосовували. А. Кох застосував закон кількостей руху в запропонованій ним формі і до стрибка і одержав результати, правильніші, ніж формули, одержані з закону живих сил без урахування втрат, а саме ці останні формули і були до недавнього часу поширені в Німеччині. У нас же формули стрибка, одержані ще Беланже з закону кількостей руху, були визнані гідравліками давно.

¹⁾ Див. А. Кох — М. Karstanjen, Von der Bewegung des Wassers..., 1926, с. 34 і далі.

Г. И. Сухомел

О местных потерях энергии в открытых водотоках и гидротехнических сооружениях в связи с общим принципом движения потоков

Резюме

Главнейшей задачей гидравлики в отношении открытых водотоков и сооружений на них является построение кривых свободных поверхностей как перед и за сооружением, так и в самих сооружениях. Построение кривых подпора и спада само по себе в настоящее время не представляет затруднений; это построение можно выполнить для призматических русел по способу Б. А. Бахметева или по другому, для непризматических (но с плавным изменением поперечного сечения) — приближенно. Однако для того, чтобы начать построение, нужно наперед определить глубину в каком-либо исходном сечении; кроме того очень желательно знать, в какой зоне расположится кривая. И вот в более сложных случаях неравномерного движения определение глубины в исходном сечении, даже определение самого исходного сечения, а также и вида кривой представляет немалые затруднения из-за отсутствия пока общей теории неравномерного движения жидкостей в открытых водотоках, которая в числе других разрешала б и этот важнейший вопрос.

В основу такой теории можно было бы, как кажется, положить следующее общее положение: „При тех обычных условиях, при каких рассматривается в гидравлике движение жидкости в открытых водотоках с неразмываемым руслом и в сооружениях на них, поверхность жидкости, глубины, а, значит, и скорости устанавливаются так, чтобы площадь между градиентом энергии и дном водотока была возможно малой для заданного расхода“. Этот принцип легче всего обосновать, пользуясь вторым законом термодинамики, который можно сюда приложить, так как в движении жидкостей в открытых водотоках решающее значение имеют потери на трение, т. е. переход гидравлической энергии в тепловую; такой переход есть процесс термодинамический, а, значит, при обычно рассматриваемых условиях к нему в той или иной форме можно приложить второй закон термодинамики.

Таким образом мы приходим к выводу, что из возможных при данных условиях форм движения в открытом водотоке установится та форма, которая связана с образованием возможно скорее и возможно большего количества тепла за счет гидравлической энергии. Но в таком случае движение жидкости в открытом водотоке (и в сооружениях на нем) должно происходить с возможно малой удельной энергией, а значит, и с возможно

малой удельной энергией сечения¹⁾ $\mathcal{E} = t + \frac{v^2}{2g} = t + \frac{Q}{2gF^2}$, где: t — глубина, v — скорость, Q — расход в водотоке и F — площадь поперечного

сечения. Для прямоугольного сечения будем иметь: $\mathcal{E} = t + \frac{q^2}{2gt^2}$, где q — расход на единицу ширины водотока. Таким образом \mathcal{E} есть функция глубины (см., напр., рис. 6). Отсюда уже получается сформулированное выше общее положение. Однако во избежание недоразумений, нужно подчеркнуть, что \mathcal{E}_{\min} ²⁾ (рис. 6) может устанавливаться только в определенных местах (иногда участках), после которых удельная энергия сечения начинает опять увеличиваться (на изломах дна при переходе к крутому

¹⁾ См. об удельной энергии сечения книгу Б. А. Бахметева, О неравномерном движении жидкости в открытом русле, 1932, или книгу автора „Гидравлика“, 1933.

²⁾ См. цитированную работу Б. А. Бахметева или автора.

участку, на перепадах в водотоках, с уклоном меньшим критического и т. п.) или сама величина \mathcal{E}_{\min} начинает уменьшаться (напр., при расщеплении русла).

При помощи выведенного общего положения сравнительно легко исследуются всякие случаи неравномерного движения; в качестве примеров можно доказать, что на перепаде в водотоке с уклоном меньше критического (рис. 2) установится критическая глубина и вместе с тем \mathcal{E}_{\min} , а перед ним — кривая спада; к такому же перепаду на бурном водотоке вода подходит без всякого понижения или повышения (рис. 3 и 4). Однако приложение общего принципа непосредственно к конкретным задачам все таки несколько сложно; поэтому из общего принципа выведены два положения, которыми удобнее пользоваться в исследованиях многих частных случаев.

1. Сооружения на участках со „спокойным“ течением не влияют на водотоки вниз по течению¹⁾, а на „бурных“ участках — вверх против течения при условии, что удельная энергия сечения \mathcal{E}_0 , которую имел бы водоток на месте перед входом в сооружение при отсутствии последнего, больше чем \mathcal{E}_{\min} ²⁾ в сооружении (рис. 6). При этом же условии влияние сооружений чувствуется в спокойных течениях только вверх от сооружений — против течения, а в бурных — только по течению. Если $\mathcal{E}_0 > \mathcal{E}_{\min}$, то влияние сооружений на водотоки при обычных малых длинах сооружений (считая по течению), а особенно при достаточно удобообтекаемой форме их, не может быть значительным.

2. Когда имеем $\mathcal{E}_0 < \mathcal{E}_{\min}$ ²⁾, то в наиболее сжатом сечении потока в сооружении установится движение с \mathcal{E}_{\min} , а значит и с соответствующей \mathcal{E}_{\min} критической глубиной t_{ik} (рис. 8). При этом перед сооружением должно обязательно установиться спокойное течение, даже в том случае, когда имеем дело с бурным водотоком, который при отсутствии сооружения на рассматриваемом участке имел бы бурное течение. Глубина при входе в сооружение должна устанавливаться соответствующая удельной энергии сечения \mathcal{E} , весьма близкой к \mathcal{E}_{\min} ²⁾; одновременно в спокойных течениях за сооружением образуется отогнанный или затопленный прыжок. Если же за сооружением водоток вообще бурный, то там будем иметь кривую подпора в третьей зоне бурного водотока, конечно, без образования прыжка.

Во второй части работы выясняется роль „местных потерь энергии“ в открытых водотоках и необходимость их исследования. Для объяснения природы всяких местных потерь можно использовать разложение поверхностей раздела (разрыва) в жидкостях на завихрения (рис. 14); на это разложение указывает Л. Прандтль, исследуя неустойчивость поверхностей раздела. Выяснение местных потерь энергии является вместе с тем и выяснением процессов, имеющих место при механическом перемешивании жидкостей, а также и тех явлений, которые имеют место в частях сооружений, в которых гасится энергия. Кроме того благодаря усиленной местной турбулентности на участках, где образуются завихрения, вода захватывает пузырьки воздуха, если эти завихрения достигают свободной поверхности воды, имея значительную интенсивность; в связи с этим можно высказать мнение, что вода вообще захватывает пузырьки воздуха при значительной турбулентности.

¹⁾ Но вниз по течению могут двигаться завихрения, образующиеся за сооружениями с недостаточно удобообтекаемой формой.

²⁾ Если сооружение стесняет водоток и снизу, то вместо \mathcal{E}_{\min} нужно брать $\mathcal{E}_{\min} + a$, где a — высота сооружения над дном водотока (не учитывая изменения потерь энергии).

Über lokale Energieverluste und das allgemeine Prinzip der Bewegung in offenen Wasserläufen

Zusammenfassung

Die Grundaufgabe der Hydraulik hinsichtlich der offenen Wasserläufe und der Bauten an denselben besteht in der Bestimmung der Spiegelkurven vor und hinter den Wasserbauten, sowie in denselben. Die Bestimmung der Stau- und Senkkurven stellt an sich selbst gegenwärtig keine Schwierigkeiten dar; diese Bestimmung kann für prismatische Strombetten nach dem Verfahren von B. A. Bachmetiew oder nach irgend einem anderen Verfahren ausgeführt werden; für nicht prismatische Strombetten (aber mit stetiger Veränderung des Querschnittes) kann sie nur angenähert ausgeführt werden. Aber um die Bestimmung der Spiegelkurven beginnen zu können, muss die Tiefe in irgend einem Ausgangsquerschnitt bestimmt werden; ausserdem muss die Form der Spiegelkurve (des Asts) bekannt sein. In komplizierteren Fällen einer ungleichförmigen Bewegung ist die Bestimmung der Tiefe im Ausgangsquerschnitt, sowie die Ermittlung des letzteren und die Bestimmung der Kurvenform mit vielen Schwierigkeiten verbunden, da vorläufig noch keine allgemeine Theorie der ungleichmässigen Bewegung von Flüssigkeiten in offenen Gerinnen existiert, welche unter anderen diese wichtige Frage lösen könnte.

Einer solchen Theorie konnte offenbar folgendes allgemeines Prinzip zugrunde gelegt werden: „Unter den üblichen Bedingungen, bei welchen in der Hydraulik die Bewegung der Flüssigkeiten in offenen Gerinnen mit fester Sohle und in den daran errichteten Wasserbauten untersucht wird, werden der Wasserspiegel, die Tiefen und folglich die Geschwindigkeiten in solcher Weise festgestellt, dass die Fläche zwischen der Energielinie und der Sohle des Wasserlaufes möglichst klein für eine gegebene Abflussmenge wäre“.

Dieser Grundsatz wäre am leichtesten durch den zweiten Hauptsatz der Thermodynamik zu begründen; letzterer kann hierbei angewandt werden, da für die Bewegung von Flüssigkeiten in offenen Gerinnen die Reibungsverluste, d. h. der Übergang hydraulischer Energie in Wärme, eine entscheidende Bedeutung besitzen. Dieser Übergang ist ein thermodynamischer Vorgang und folglich kann dazu der zweite Hauptsatz der Thermodynamik in dieser oder jener Form unter den üblichen Bedingungen angewandt werden. In solcher Weise kommen wir zum Schluss, dass unter gegebenen Bedingungen von den möglichen Bewegungsformen sich in offenen Wasserläufen diejenige Form einstellen wird, die mit der möglichst schnellen Bildung einer möglichst grossen Wärmemenge auf Kosten der hydraulischen Energie verbunden ist. Aber in solchem Falle muss die Flüssigkeitsbewegung in offenen Gerinnen (und in den daran errichteten Wasserbauten) mit möglichst kleiner Energielinienhöhe über der Sohle

$$\mathcal{E} = t + \frac{v^2}{2g} = t + \frac{Q^2}{2gF^2}$$

stattfinden; hier bedeutet t die Tiefe, v — die Geschwindigkeit, Q — die Abflussmenge des Wasserlaufes und F — die Querschnittsfläche. Für einen rechteckigen Querschnitt erhalten wir $\mathcal{E} = t + \frac{q^2}{2gt^2}$, wo q der Verbrauch pro Einheit der Wasserlaufbreite ist. Hieraus wird der oben formulierte



allgemeine Satz erhalten. Um einen Irrtum zu vermeiden, muss hervorgehoben werden, dass \mathcal{E}_{\min} (Fig. 6)¹⁾ sich nur an bestimmten Stellen (manchmal Strecken) einstellen kann, nach denen die Energielinienhöhe wieder anzusteigen anfängt (z. B. beim Übergang vom Strömen zum Schiessen, was durch einen Gefällwechsel der Sohle hervorgerufen wird,) oder nach denen sich die Grösse \mathcal{E}_{\min} verkleinert (z. B. bei einer Querschnittserweiterung).

Mit Hilfe des abgeleiteten allgemeinen Grundsatzes können verhältnismässig leicht alle möglichen Fälle einer ungleichförmigen Wasserbewegung in offenen Gerinnen erforscht werden. Als Beispiel einer Anwendung dieses Grundsatzes wird in vorliegender Arbeit bewiesen, dass am Absturz in einem Gerinne mit strömendem Abfluss (Fig. 2) sich die Grenztiefe t_k , sowie gleichzeitig \mathcal{E}_{\min} und davor die Senkkurve einstellen wird; zu einem solchen Absturz im Gerinne mit schiessendem Abfluss fliesst aber das Wasser ohne sich abzusenken oder anzusteigen zu (Fig. 3 und 4).

Aber eine direkte Anwendung des allgemeinen Prinzips für konkrete Aufgaben ist dennoch kompliziert; darum müssen aus dem allgemeinen Prinzip zwei Sätze abgeleitet werden, deren Anwendung für Untersuchungen bequemer ist.

1. Die Wasserbauten auf Strecken mit strömendem Abfluss wirken stromabwärts nicht auf die Wasserläufe²⁾ ein; auf Strecken mit schiessendem Abfluss haben sie stromaufwärts keinen Einfluss, wenn die Energielinienhöhe \mathcal{E}_0 , welche der Wasserlauf an der Stelle vor dem Eintritt in den Wasserbau in Abwesenheit desselben besessen hätte, grösser als \mathcal{E}_{\min} ³⁾ im Wasserbau ist (Fig. 6). Unter denselben Bedingungen wird sich der Einfluss der Wasserbauten an Wasserläufen mit strömendem Abfluss nur stromaufwärts, an Wasserläufen mit schiessendem Abfluss nur stromabwärts fortpflanzen. Wenn $\mathcal{E}_0 > \mathcal{E}_{\min}$ ist, kann der Einfluss der Wasserbauten auf die Wasserläufe bei den üblichen unbedeutenden Längen der Bauten (in Bezug auf die Richtung der Strömung) und besonders bei genügend ausgebildeter Stromlinienform derselben nicht gross sein.

2. Wenn $\mathcal{E}_1 < \mathcal{E}_{\min}$ ³⁾ ist, so wird sich in dem engsten Stromquerschnitt im Wasserbau eine Bewegung mit \mathcal{E}_{\min} und folglich mit einer dem \mathcal{E}_{\min} -Wert entsprechender Grenztiefe t_k (Fig. 3) einstellen. Dabei muss sich vor dem Wasserbau unbedingt ein strömender Abfluss einstellen, sogar in dem Falle, wenn wir mit Gerinnen mit schiessendem Normalabfluss zu tun haben, die in Abwesenheit eines Wasserbaues auf gegebener Strecke einen schiessenden Abfluss besessen hätten. Die Tiefe beim Eintritt in den Wasserbau muss sich entsprechend der Energielinienhöhe \mathcal{E} , einstellen, die sich dem \mathcal{E}_{\min} -Wert sehr nähert³⁾. Infolgedessen bildet sich in Gerinnen mit strömendem Abfluss hinter dem Wasserbau ein gewöhnlicher oder überschwemmter Wassersprung. Wenn hinter dem Wasserbau der Wasserlauf einen schiessenden Normalabfluss hat, so werden wir dort eine Staukurve in der dritten Zone der Gerinne mit schiessendem Normalabfluss ohne Bildung eines Wassersprunges haben.

Im zweiten Teil der Arbeit wird die Rolle der „lokalen Energieverluste“ in offenen Wasserläufen erklärt und die Unentbehrlichkeit einer Untersuchung derselben hervorgehoben.

¹⁾ \mathcal{E}_{\min} ist das Minimum der Funktion \mathcal{E} der Tiefe bei $t = t_k$, wobei t_k die Grenztiefe bedeutet.

²⁾ Stromabwärts können sich aber Wirbel bewegen, die hinter Wasserbauten mit ungenügend ausgebildeter Stromlinienform entstehen können.

³⁾ Wenn der Wasserbau den Wasserlauf auch von unten einengt, so muss anstatt \mathcal{E}_{\min} der Wert $\mathcal{E}_{\min} + a$ angewandt werden, wo „a“ die Höhe des Baues über der Sohle des Wasserlaufs (ohne Berücksichtigung der Veränderung der Energieverluste) ist. S. 4.

Die Natur aller „lokalen Energieverluste“ kann durch Wirbelbildung unter Auftreten von Trennungsflächen in den Flüssigkeiten erklärt werden. Auf diese Wirbelbildung wies L. Prandtl hin, als er die Instabilität der Trennungsflächen untersuchte¹⁾.

Die Ermittlung lokaler Energieverluste ist gleichzeitig eine Bestimmung der Vorgänge, die bei mechanischer Vermischung von Flüssigkeiten stattfinden, sowie der Erscheinungen, die in den Teilen der Wasserbauten auftreten, in welchen eine „Energievernichtung“ auftritt. Infolge von verstärkter lokaler Turbulenz werden ausserdem auf Strecken, wo sich Wirbel bilden, vom Wasser Luftblasen aufgefangen, wenn diese Wirbel bis zur freien Wasserfläche reichen und von bedeutender Intensität sind. Im Zusammenhang damit kann man die Meinung aussagen, dass das Wasser Luftblasen überhaupt nur bei bedeutender Turbulenz auffängt.

744356

