

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-
ДОРОЖНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

О. В. БІЛОВОЛ, А. Г. АВЕРШИН

ГІДРАВЛІКА, ГІДРОЛОГІЯ, ГІДРОМЕТРІЯ

Конспект лекцій

Харків
ХНАДУ 2022

УДК 551.48(075)
Б61

Біловол О.В., Авершин А.Г. Гідравліка, гідрологія, гідрометрія:
конспект лекцій. – Харків: ХНАДУ, 2022. – 168 с.

В конспекті лекцій викладено основи загальної гідравліки, гідравліки відкритих русел, гідравліки фільтраційних потоків, гідрології і гідрометрії річок, гідрології підземних вод.

Розглянуті метод розрахунку систем дорожнього водовідведення, які включають спрягаючі, водобійні, водоперепускні споруди та ін.

Призначений для студентів дорожньо-будівельних спеціальностей.

© Біловол О.В., Авершин А.Г., 2022

© Харківський національний автомобільно-дорожній університет

ВСТУП

Освітній компонент ОК 15 (умовне позначення ОК в освітній програмі (ОП)) «Гідравліка, гідрологія, гідрометрія» є частиною підготовки фахівця за першим рівнем освіти з спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» і відповідає освітньо-професійній програмі підготовки за професійним спрямуванням “Автомобільні дороги та аеродроми”.

Метою є вивчення навчальної дисципліни згідно з освітньо-кваліфікаційним вимогами до випускника з вищою освітою, формування знань й вмінь для самостійного розв'язання професійних задач, що виникають в практичній діяльності фахівця за професійним спрямуванням “Автомобільні дороги та аеродроми”.

Предмет: закони рівноваги і руху рідини і газу та їх використання для розрахунку систем дорожнього водовідведення і малих дорожніх споруд; гідрологія суші та поверхневий стік; річкова гідрологія та гідрометрія.

Основними завданнями вивчення навчальної дисципліни є:

- набуття практичних навиків розв'язання гідравлічних та гідрологічних задач шляхом вивчення методів і алгоритмів побудови математичних моделей руху та (або) стану природних систем, які розглядаються, а також методів їх дослідження;
- отримання загальнонаукового світогляду на базі вивчення основних законів природи;
- формування навичок організації самостійної науково-дослідницької роботи і презентації результатів наукових досліджень.

У конспекті викладено матеріал з основних розділів: загальної гідравліки, гідравліки відкритих русел, гідрологічного і гідравлічного обґрунтування малих дорожніх споруд в системі водовідведення, теорії подібності при моделюванні гідравлічних явищ. Використання математики і фізики узгоджено з відповідними навчальними планами. З метою кращого розуміння студентами гідрологічних процесів у річках і на вихідних ділянках малих дорожніх споруд розглянуто елементи гідравліки планових і нестационарних потоків.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
Лекція 1. Предмет і метод дисципліни. Гідростатика	8
1. Предмет і метод гідравліки, гідрології і гідрометрії	
2. Властивості тиску. Основне рівняння гідростатики	
Лекція 2. Взаємодія рідини з твердими поверхнями.....	14
1. Тиск рідини на тверді поверхні	
2. Закон Архімеда. Умова плавання тіл	
Лекція 3. Рівняння руху рідини.....	17
1. Рівняння руху ідеальної рідини	
2. Рівняння нерозривності	
3. Рівняння руху реальної рідини	
Лекція 4. Рівняння Бернуллі і рівняння нерозривності для потоку рідини.....	20
1. Рівняння нерозривності для потоку рідини	
2. Рівняння Бернуллі для потоку рідини	
Лекція 5. Втрати енергії і режими руху рідини. Класифікація і розрахунок напірних систем.....	24
1. Режими руху рідини. Втрати енергії	
2. Класифікація і розрахунок напірних систем	
Лекція 6. Гідравліка відкритих русл. Рівняння рівномірного руху.....	31
1. Рівномірний рух води у відкритих руслах та умови його існування	
1. Рівняння рівномірного руху у відкритих руслах	
2. Гідравлічні елементи живого перерізу потоку	
3. Гідравлічно найвигідніший переріз русла	
4. Визначення допустимих середніх швидкостей	
6. Гідравлічний показник русла	
Лекція 7. Рівняння нерівномірного плавномірного руху.....	38
1. Рівняння нерівномірного плавномірного руху	
2. Рівняння критичного стану	
3. Визначення критичної глибини, критичного похилу і стану потоку	
4. Дослідження і побудова кривих вільної поверхні у відкритих руслах	

5. Методи інтегрування рівнянь нерівномірного плавномірного руху

Лекція 8. Рівняння різкозмінного руху. Гідравлічний стрибок.....49

1. Гідравлічний стрибок та механізм його утворення
2. Рівняння гідравлічного стрибка
3. Визначення основних характеристик гідравлічного стрибка
4. Рівняння різкозмінного руху та побудова вільної поверхні гідравлічного стрибка
5. Особливості усталених потоків у руслах із змінними обрисами
6. Приклади неусталених потоків у відкритих руслах
7. Рівняння неусталеного повільнозмінного руху води у відкритих руслах

Лекція 9. Фільтраційні потоки. Рух ґрунтових вод..... 67

1. Основні поняття і визначення
2. Закон ламінарної фільтрації, рівняння рівномірного руху ґрунтових вод
3. Рівняння нерівномірного плавномірного руху ґрунтових вод
4. Аналіз форм кривих депресії
5. Побудова кривої депресії
6. Горизонтальний і вертикальний дренаж

Лекція 10. Водозливи. Спрягаючі споруди.....76

- 4.1. Водозливи, основні означення
- 4.2. Формула пропускної здатності прямокутного водозливу
- 4.3. Класифікація водозливів
- 4.4. Спряження б'єфів і спрягаючі споруди
- 4.5. Перепади
- 4.6. Швидкотоки і консольні скиди
- 4.7. Водобійні споруди

Лекція 11. Водоперепускні споруди.....99

1. Малі водоперепускні споруди
2. Малі мости
3. Дорожні труби
4. Турбулентна фільтрація через фільтруючий насип

Лекція 12. Гідрологія річок.....	115
1. Основні фізичні і хімічні властивості води	
2. Річка та річкова система	
3. Морфометричні характеристики річок	
4. Фізико-географічні характеристики річкових басейнів	
5. Річкова долини і русло річки	
6. Поперечний профіль водної поверхні	
7. Повздовжній профіль річки	
8. Руслові процеси	
Лекція 13. Живлення і водний режим річок. Річковий стік.....	129
1. Джерела живлення річок	
2. Водність, водний режим та елементи водного режиму	
3. Річковий стік та його формування	
4. Вплив на стік кліматичних факторів	
5. Вплив геологічних умов на стік	
6. Вплив рельєфу на річковий стік	
7. Вплив глибини ерозійного врізу на річковий стік	
8. Вплив рослинності на річковий стік	
9. Вплив озерності та заболоченості на річковий стік	
10. Вплив господарської діяльності на стік	
11. Норма річкового стоку	
12. Розподіл стоку по території	
13. Коливання річкового стоку	
Лекція 14. Льодово-термічний режим річок. Річкові наноси та руслові процеси.....	139
1. Температурний режим річок	
2. Зимовий режим річок	
3. Річкові наноси, походження і класифікація	
4. Завислі наноси, твердий стік	
5. Донні наноси	
Лекція 15. Гідрометрія.....	144
1. Організація гідрометричних робіт і техніка безпеки	
2. Рівні	
3. Похил вільної поверхні	
4. Глибина	
5. Швидкість потоку	

6. Витрати	
7. Об'єм стоку	
8. Витрата і стік наносів	
Лекція 16. Методи розрахунків максимального стоку.....	160
1. Методи оцінки максимального стоку	
2. Формули для визначення максимальних витрат	
3. Перенос характеристик річки на проектний створ	
4. Визначення розрахункових витрат по річкам-аналогам	
Література.....	168

Лекція 1. Предмет і метод дисципліни. Гідростатика

1. Предмет і метод гідравліки, гідрології і гідрометрії

Гідрологія – наука, яка вивчає гідросферу Землі, її склад, будову, властивості та процеси, що в ній відбуваються у зв'язку з атмосферою, літосферою і біосферою.

Основним поняттям в гідрології суші вважається водний об'єкт. Водні об'єкти поділяються на водотоки і водойми. Природний водний об'єкт, в якому вода рухається під дією сил ваги, називається водотоком. Розрізняють постійні водотоки, коли рух води відбувається весь рік або більшу частину року, і тимчасові, коли рух води відбувається меншу частину року. Природний водний об'єкт в заглибленні суші із сповільненим водообміном, при якому водна маса тривалий час знаходиться в улоговині, називається водоймою. До водойм відносять озера і водосховища.

Гідрологія суші залежно від об'єкта вивчення ділиться на гідрологію річок, гідрологію озер та водосховищ, гідрологію боліт, гідрологію підземних вод, гідрологію льодовиків.

Залежно від мети і способу вивчення водних об'єктів в гідрології суші виділяють самостійні розділи: гідрографія, гідрометрія, інженерна гідрологія.

В задачу гідрографії суші входить вивчення закономірностей географічного розповсюдження поверхневих вод, опис конкретних водних об'єктів, їх режиму і господарського значення, а також визначення їх зв'язку з географічними умовами території.

Гідрометрія розглядає методи спостережень за режимом водних об'єктів, методи та прилади, які при цьому використовуються, а також способи обробки результатів спостережень.

Інженерна гідрологія займається розробкою методів розрахунків і прогнозу різноманітних гідрологічних характеристик, необхідних для цілеспрямованого використання або змінення природного режиму водних об'єктів і для проектування на них гідротехнічних споруд.

Гідрологічні розрахунки та прогнози неможливі без вивчення фізичних властивостей води, та суті фізичних процесів, які в ній ві-

дбуваються за різних умов. Цим займається гідрофізика та окремі її розділи такі як механіка рідини, що вивчає механічний рух води.

Для одержання фактичних відомостей застосовуються спостереження і експеримент. При спостереженнях використовують експедиційний і стаціонарний методи досліджень.

Експедиційний метод полягає в збиранні матеріалів про водні об'єкти шляхом порівняно короткочасного обстеження, а стаціонарний – у проведенні в певних пунктах (гідрологічних станціях і постах) гідрологічних спостережень за спеціальними програмами як протягом року, та і з року в рік.

При аналізі великих масивів спостережень або при екстраполяції одержаних даних у просторі і часі використовуються статистичні методи.

В гідрології широко використовують лабораторне моделювання, тобто відтворення гідрологічних процесів у малому масштабі в лабораторних умовах. Таким шляхом моделюється рух води через дорожні споруди, ерозійні та інші процеси.

Лабораторне моделювання не можливе без фізико-математичного аналізу відповідних явищ за допомогою теорії подібності. Математичний аналіз базується на диференціальних рівняннях, які описують гідрологічні процеси, і разом з початковими і граничними умовами складають так звану математичну модель. Ці рівняння досить складні і розв'язуються, зазвичай, з використанням обчислювальної техніки. Таким шляхом можна знаходити кількісні закономірності гідрологічних процесів і прогнозувати їх розвиток. Метод математичного моделювання широко використовується при гідрологічних і гідравлічних розрахунках дорожніх споруд.

В інженерній гідрології не втрачають своєї актуальності і спрощені в математичному сенсі методи моделювання, основані на одномірних і двовимірних моделях. Їх недоліки компенсуються зручністю використання, враховуючи велику різноманітність задач, з якими доводиться мати справу в будівництві, і широким застосуванням емпіричних залежностей.

2. Властивості тиску. Основне рівняння гідростатики

Гідравліка (технічна механіка рідини і газу) –вивчає фізичні властивості рідин і газів, закони їх рівноваги і руху, а також методи використання цих законів для вирішення інженерних задач.

Технічна означає застосування простих математичних методів для розв’язання складних інженерних задач, що компенсується широким використанням емпіричних залежностей (довідкової літератури).

Гідростатика вивчає закони рівноваги рідини і газу, а також їх взаємодію з твердими поверхнями.

Рідини і гази – текучі тіла, тобто такі, що здатні приходити до руху від найменшого прикладеного до них зусилля. Іншими словами, між шарами рідини або газу немає сил тертя спокою.

Математична модель рідини і газу – суцільне середовище, тобто вважається, що вони безперервно заповнює весь простір. Таким чином, можна розглядати елементарні (нескінченно малі) частки рідини, що дозволяє ефективно використовувати диференційне зчислення.

Рідина – середовище, яке не здатне змінювати об’єм при стисненні або зміненні температури. Газ, відповідно, може змінювати об’єм під впливом цих факторів.

Кількісно стиснення характеризується коефіцієнтами об’ємного стиснення і коефіцієнтом температурного розширення

$$\beta_V = -\frac{1}{V} \left(\frac{dV}{dp} \right)_T, \beta_T = \frac{1}{V} \left(\frac{dV}{dT} \right)_p,$$

тобто відносним зміненням об’єму частки рідини при зміненні тиску при сталій температурі або зміненні температури при сталому тиску.

Під рівновагою абсолютною (в нерухомій системі координат) або відносною (в рухомій системі координат) розуміють стан спокою.

Враховуючи специфіку задач курсу, надалі будемо розглядати виключно гідравліку, пов’язану з рідиною, бо біля земної поверхні

стисненням повітря можна нехтувати і вважати його рідиною. Під рідиною майже завжди будемо розуміти воду.

В рідині діють масові (пропорційні масі частки) і поверхневі (пропорційні площі поверхні) сили. До масових або об'ємних сил відносять сили тяжіння і сили інерції. Дію сили тяжіння на елементарну частку можна характеризувати питомими величинами: об'ємною, масовою або ваговою густиною.

Масова густина є нічим іншим, як прискоренням вільного падіння

$$g = \frac{dG}{dm}.$$

Об'ємна густина або *питома вага*

$$\gamma = \frac{dG}{dV} = \frac{dm}{dV} g = \rho g,$$

де dG, dm, dV - вага, маса і об'єм частки, *густина рідини*

$$\rho = \frac{dm}{dV}.$$

Вагова густина або *питома сила тяжіння*

$$\frac{dG}{dG} = 1.$$

Поверхневу силу, що діє на елемент поверхні частки площинною dS , можна розкласти на дві складові, одна з яких dP є нормальною, а інша dT , дотичною до поверхні. Їх дію можна характеризувати напруженнями

$$p = \frac{dP}{dS}, \tau = \frac{dT}{dS}.$$

Враховуючи текучість рідини вважаємо, що дотичні напруження відсутні, тобто $\tau = 0$. Нормальне напруження p називаються гідростатичним тиском і має наступні властивості:

1. Спрямоване по перпендикулярно до поверхні і є стискаючим;
2. Його величина не залежить від орієнтації площадки, на яку воно діє.

Те, що нормальне напруження є стискаючим легко збагнути, якщо уявити, що рідина складається з молекул, які вдаряють по поверхні частки. Друга властивість є наслідком того, що рух молекул хаотичний.

Властивості гідростатичного тиску дозволяють зробити висновки, що він утворює скалярне поле (поле тиску), тобто кожній точці простору, зайнятого рідиною, ставиться у відповідність число

$$p = p(x, y, z).$$

Геометрично поле тиску можна представити за допомогою поверхонь рівного тиску, на яких тиск залишається незмінним.

Для визначення поля тиску запишемо умову рівноваги сил, що діють на частку у вигляді паралелепіпеду у вертикальному напрямку. Спрямовуючи вісь z вертикально вгору і вибираючи площу горизонтальних граней одиничною маємо

$$p - (p + dp) - dG = 0.$$

Враховуючи, що вага частки

$$dG = \rho g dz$$

і розділивши рівняння на dz одержуємо *основне рівняння гідростатики* у вигляді

$$-\frac{dp}{dz} - \rho g = 0.$$

Це звичайне диференціальне рівняння першого порядку відносно функції $p = p(z)$.

З геометричної точки зору $-\frac{dp}{dz}$ є вертикальним градієнтом тиску, з фізичної – питомою силою тиску (в розрахунку на одиницю об'єму).

У випадку довільної системи координат основне рівняння гідростатики набуває вигляду рівнянь Ейлера рівноваги рідини

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x = 0,$$

$$-\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y = 0,$$

$$-\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z = 0$$

для функції $p = p(x, y, z)$.

Одержимо основне рівняння гідростатики в інтегральному вигляді. Для цього в рівнянні розділимо змінні

$$-dp = \rho g dz$$

і візьмемо інтеграли від обох частин

$$-\int_p^{p_0} dp = \int_z^{z_0} \rho g dz,$$

враховуючи, що густина рідини стала, одержуємо

$$p = p_0 + \rho g(z_0 - z) \text{ або } p = p_0 + \rho gh,$$

де p_0 - тиск на вільній поверхні рідини, h - глибина занурення точки.

З рівняння видно, що тиск на вільній поверхні передається у всі точки рідини без змін (закон Паскаля).

На практиці найчастіше вільна поверхня знаходиться під атмосферним тиском p_a . Тому зручно в якості тиску використовувати надлишковий тиск $p - p_a$, який відраховується від атмосферного. Рівняння гідростатики набуває найпростішого вигляду

$$p = \rho g h_n,$$

де h_n - п'єзометрична висота, тобто висота стовпчика рідини у п'єзометрі (вертикальній скляній трубці приєднаній до посудини з рідиною на рівні певної точки).

Також рівняння гідростатики можна записати у вигляді

$$z + \frac{p}{\rho g} = z_0 + \frac{p_0}{\rho g}.$$

в якому складові набувають геометричного змісту.

Складова z - висота над площиною зрівняння (певною горизонтальною площиною), $\frac{p}{\rho g}$ - п'єзометрична висота, $H = z + \frac{p}{\rho g}$ - гідростатичний напір.

З фізичної точки зору z - питома потенціальна енергія сил тяжіння, $\frac{p}{\rho g}$ - питома потенціальна енергія сил тиску, $H = z + \frac{p}{\rho g}$ - питома потенціальна енергія рідини. В нерухомій рідині питома потенціальна енергія зберігається.

Лекція 2. Взаємодія рідини з твердими поверхнями

1. Тиск рідини на тверді поверхні

Визначимо силу тиску рідини на плоску фігуру. Для цього розіб'ємо фігуру на нескінченно малі частинки площею dS . Сила тиску на кожну з них

$$dP = p dS = \rho g h dS = \rho g y \sin \alpha dS,$$

де α - кут нахилу площини, якій належить фігура, до горизонтальної площини.

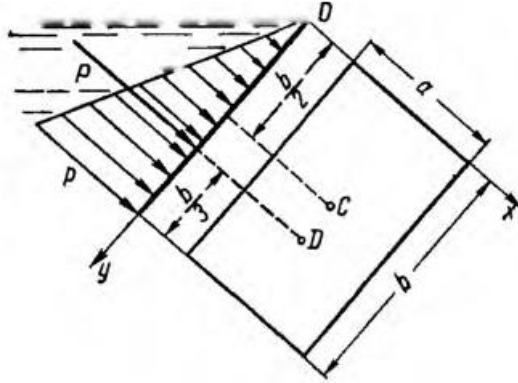


Рис. 2.1. Тиск рідини на плоску поверхню

Рівнодіюча сил тиску

$$P = \int_S p dS = \rho g \sin \alpha \int_S y dS = \rho g y_c \sin \alpha S = \rho g h_c S = p_c S,$$

де y_c, h_c, p_c - координата, глибина і тиск у центрі ваги фігури.

Координату центра тиску (точки прикладення рівнодіючої) D можна визначити, якщо прирівняти момент рівнодіючої відносно центра O до суми моментів її складових, тобто

$$P y_D = \int_S p y dS = \rho g \sin \alpha \int_S y^2 dS,$$

де $\int_S y^2 dS = I_{ox}$ - момент інерції фігури відносно осі x .

З теореми Гюйгенса маємо

$$I_{ox} = I_{cx} + y_c^2 S,$$

де I_{cx} - момент інерції фігури відносно осі, що проходить паралельно осі x через центр ваги.

Остаточно маємо

$$y_D = y_c + \frac{I_{cx}}{y_c S}.$$

2. Закон Архімеда. Умова плавання тіл

Розглянемо тіло у вигляді пералелепіеда занурене у рідину. На верхню грань на глибині h_1 діє сила тиску спрямована вниз і рівна за величиною вазі тіла тиску об'ємом V_1 , яке росташоване між гранню і вільною поверхнею, тобто

$$P_1 = \rho g V_1 = \rho g S h_1.$$

На нижню грань на глибині h_2 діє сила тиску спрямована вгору і рівна за величиною вазі тіла тиску об'ємом V_2 , яке росташоване між гранню і вільною поверхнею, тобто

$$P_2 = \rho g V_2 = \rho g S h_2.$$

Рівнодіюча сил тиску спрямована вгору і рівна за величиною вазі витісненої тілом рідини, дійсно,

$$P = P_2 - P_1 = \rho g V_2 - \rho g V_1 = \rho g S (h_2 - h_1) = \rho g V,$$

де V - об'єм витісненої тілом рідини.

Закон Архимеда: на занурене у рідину тіло діє виштовхуюча сила, рівна за величиною вазі витісненої тілом рідини.

Таким чином, на тіло, що занурене в рідину діють сила тяжіння і сила Архимеда. Якщо вони однакові за величиною ($G = P$), то тіло буде знаходитися в рівновазі, тобто буде плавати.

Плаваюче тіло може знаходитись під зовнішнім впливом (вітру, хвиль), що може призвести до відхилення тіла від положення рівноваги, виникнення крену. Здатність плаваючого тіла відновлювати рівновагу називається статичною стійкістю.

Розглянемо основні терміни, пов'язані з статичною стійкістю.

Ватерлінія – лінія перетину поверхні тіла, що знаходиться у нормальному положенні, з вільною поверхнею рідини.

Площина плавання – площа обмежена ватерлінією.

Вісь плавання – вертикальна лінія, що проходить через центр ваги тіла. Коли воно знаходиться у нормальному положенні.

Центр водотонажності – центр ваги, зануреної частини тіла.

Продольна вісь плавання – вісь симетрії площини плавання.

Крен – кут між вертикаллю і віссю плавання.

Метацентр – точка перетину осі плавання з лінією дії виштовхуючої сили при крені менше 15^0 .

Ексцентриситет e – відстань між центром ваги тіла і центром водотонажності.

Метацентричний радіус r_m – відстань від метацентру до центру водотонажності, яка визначається за формулою

$$r_m = \frac{I}{W},$$

де W - водотонажність, I - момент інерції площини плавання відносно продольної осі плавання.

Умовою стійкості плавання є

$$r_m > e.$$

Лекція 3. Рівняння руху рідини

1. Рівняння руху ідеальної рідини

Гідродинаміка вивчає закони руху рідини і газу, а також їх дію на тверді поверхні.

З кінематичної точки зору рух рідини можна описати двома еквівалентними методами Лагранжа і Ейлера. Метод Лагранжа полягає в тому, що задаються координати часток рідини як функції часу і початкових координат. У векторному вигляді $\mathbf{r} = \mathbf{r}(t, \mathbf{r}_0)$. Метод Ейлера передбачає задання швидкостей у всіх точках простору

зайнятого рідиною в кожен момент часу. Іншими словами, задається поле швидкостей $\mathbf{u} = \mathbf{u}(t, \mathbf{r})$.

Рух рідини називається стаціонарним або усталеним, якщо поле швидкостей не залежить від часу, тобто $\mathbf{u} = \mathbf{u}(\mathbf{r})$. У протилежному випадку рух нестаціонарний або неусталений.

Уявити рух рідини можна за допомогою ліній току. Це така лінія, в кожній точці якої вектор швидкості спрямований по дотичній. Розподіл швидкостей за величиною можна представити використовуючи ізотакси, тобто лінії рівних швидкостей. Графіки розподілу швидкостей вздовж певних напрямків називають епіюрами швидкостей.

Рідині властива *в'язкість*, або внутрішнє тертя (здатність чинити опір при переміщенні одного шару рідини відносно іншого). В'язкість обумовлена переносом кількості руху через межу між шарами води молекулами (молекулярна в'язкість).

Якщо в'язкістю нехтують, кажуть, що рідина ідеальна. Якщо в'язкість враховують, то кажуть, що рідина реальна.

Рівняння руху Ейлера для ідеальної рідини легко одержати з рівнянь рівноваги, додаючи силу інерції

$$\begin{aligned}\rho \frac{du_x}{dt} &= -\frac{\partial p}{\partial x} + \rho g_x, \\ \rho \frac{du_y}{dt} &= -\frac{\partial p}{\partial y} + \rho g_y, \\ \rho \frac{du_z}{dt} &= -\frac{\partial p}{\partial z} + \rho g_z.\end{aligned}$$

У векторному вигляді

$$\rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} = -\nabla p + \rho \mathbf{g} \quad \text{або} \quad \rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} = -\nabla \cdot \mathbf{\Pi} + \rho \mathbf{g}.$$

2. Рівняння нерозривності

До рівнянь Ейлера входять чотири невідомі функції: три проекції швидкості і тиск. Тому, щоб замкнути систему, не вистачає ще одного рівняння. Це рівняння можна одержати використовуючи те, що рідина не стискається. Розглянемо елементарну частку у вигляді паралелепіпеду зі сторонами dx, dy, dz . Його об'єм $dV = dxdydz$.

Після простих перетворень маємо

$$\frac{1}{dV} \left(\frac{dV}{dt} \right) = \frac{dx \dot{d}ydz + dxd\dot{y}dz + dxdy\dot{d}z}{dxdydz} = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0.$$

Або у векторному вигляді

$$\operatorname{div} \mathbf{u} = \nabla \cdot \mathbf{u} = 0.$$

3. Рівняння руху реальної рідини

Щоб одержати рівняння руху реальної рідини до тензора напружень ідеальної рідини треба додати тензор, який враховує дотичні напруження, тобто

$$\mathbf{\Pi} = -p\mathbf{I} + \mathbf{\Pi}',$$

Зважаючи на те, що внутрішнє тертя виникає тільки коли швидкості змінюються, можна зробити висновок, що тензор $\mathbf{\Pi}'$ повинен бути пропорційним тензорному добутку градієнта і вектора швидкості, тобто

$$\mathbf{\Pi}' = \mu \nabla \mathbf{u},$$

де μ - коефіцієнт динамічної в'язкості.

Підставляємо тензор напружень в рівняння Ейлера, враховуємо, що

$$\nabla \cdot (\nabla \mathbf{u}) = \nabla^2 \mathbf{u} + \nabla (\nabla \cdot \mathbf{u}) = \nabla^2 \mathbf{u} = \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial z^2},$$

і одержуємо рівняння руху реальної рідини

$$\rho \frac{d\mathbf{u}}{dt} = -\nabla p + \rho \mathbf{g} + \mu \nabla^2 \mathbf{u} \text{ або } \frac{d\mathbf{u}}{dt} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \mathbf{g} + \nu \nabla^2 \mathbf{u},$$

де $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ - коефіцієнт кінематичної в'язкості.

Для розв'язання рівнянь руху до них необхідно додати початкові і граничні умови. На твердій границі задають відносну швидкість рівною нулю (принцип прилипання), а на вільній поверхні задають рівними нулю дотичні напруження.

Лекція 4. Рівняння Бернуллі і рівняння нерозривності для потоку рідини

1. Рівняння нерозривності для потоку рідини

Потоком називають пучок ліній току, що проходить через певну умовну площадку. Потік завжди можна розбити на елементарні струминки. Елементарна струминка це пучок ліній току, що проходить через елементарну площадку.

Потоки обмежені у просторі боковою поверхнею і живими перерізами, які в кожній точці перпендикулярні до швидкості.

Якщо бокова поверхня тверда, то кажуть, що потік напірний. Якщо частина бокової поверхні вільна, то кажуть, що потік безнапірний. Якщо вся бокова поверхня вільна, то кажуть, що це струмінь.

Розглянемо потік, обмежений двома живими перерізами, які мають площі ω_1 і ω_2 . Розіб'ємо його на елементарні струминки. Кількість рідини, що протікає через живий переріз струминки в одиницю часу $dQ = u d\omega$ і називається елементарною витратою. Кількість рідини, що протікає через живий переріз потоку

$$Q = \int_{\omega} u d\omega$$

і називається витратою.

Рідина не стискається і не перетікає через бокову поверхню елементарної струминки і потоку, бо вона складена з ліній току. Через це кількість рідини, що втікає через вхідний переріз і витікає через вихідний, однакова, тобто $dQ_1 = dQ_2$ і $Q_1 = Q_2$.

Введемо середню (арифметичну) швидкість у живому перерізі за формулою

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{\int u d\omega}{\omega},$$

і одержимо рівняння нерозривності для потоку

$$v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2.$$

2. Рівняння Бернуллі для потоку рідини

Для ідеальної рідини виконується закон збереження механічної енергії, тобто він виконується для кожної її частки, зберігається також і питома енергія. Щоб її одержати необхідно для питомої потенціальної енергії рідини додати питому кінетичну енергію. Відповідно, питома механічна енергія

$$H_0 = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2g}.$$

Зважаючи на те, що кожна частка рідини рухається вздовж певної елементарної струминки, одержуємо рівняння Бернуллі для елементарної струминки ідеальної рідини

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{u_2^2}{2g}.$$

Одержати рівняння Бернуллі для потоку можна, якщо він поблизу вхідного і вихідного перерізів плавномірний.

Потік називається плавномірним, якщо виконується дві умови. Перша, швидкості у живому перерізі повинні бути майже паралельними, іншими словами живий переріз можна вважати плоским. Друга вимога, радіуси кривизни траєкторій часток у живому перерізі повинні прямувати до нескінченності. У цьому випадку можна нехтувати відцентровими силами інерції і вважати, що у перерізі гідростатичний закон розподілу тиску, тобто $z + \frac{p}{\rho g} = \text{const.}$

З урахування плавномірності потоку

$$\begin{aligned} H_0 &= \frac{\int \left(z + \frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} \right) dG}{G} = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\int \frac{u^2}{2g} dQ}{Q} = \\ &= z + \frac{p}{\rho g} + \frac{1}{2g} \frac{\int u^3 d\omega}{\omega} = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g}, \end{aligned}$$

де коефіцієнт Коріоліса, який враховує нерівномірність розподілу швидкості у перерізі,

$$\alpha = \left(\frac{\bar{v}}{v} \right)^3,$$

а середня кубічна швидкість

$$\bar{v} = \left(\frac{\int u^3 d\omega}{\omega} \right)^{\frac{1}{3}}.$$

Тоді рівняння Бернуллі для потоку ідеальної рідини має вигляд:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g}.$$

Враховуючи втрати питомої енергії від внутрішнього тертя h_w , одержуємо рівняння Бернуллі для потоку реальної рідини:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_w.$$

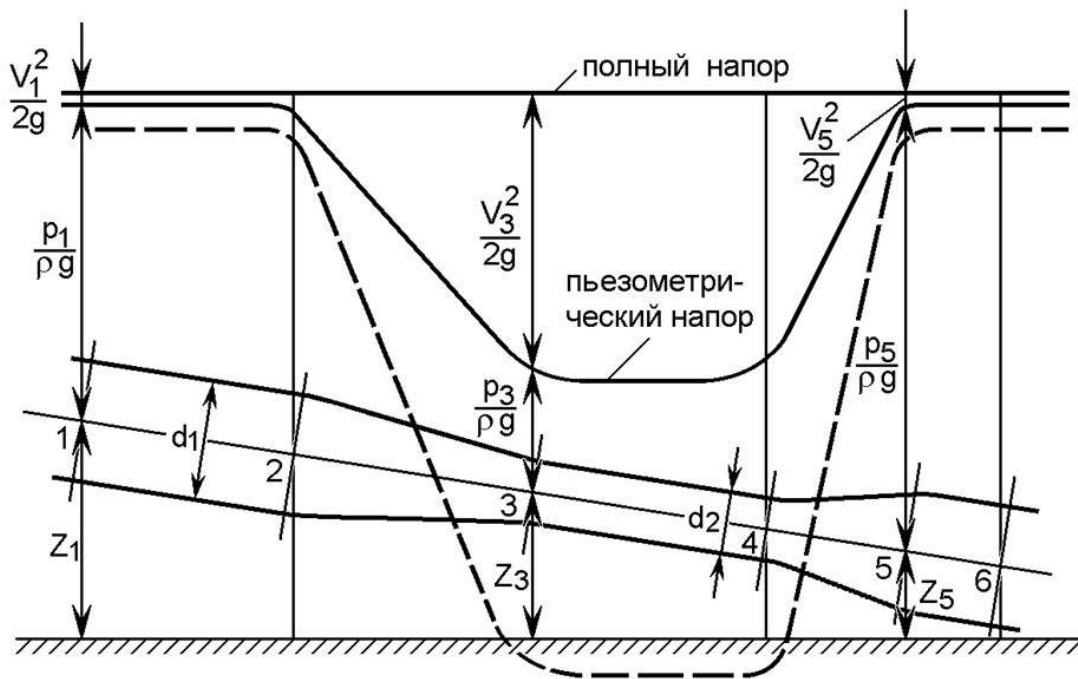


Рис. 4.1. Геометричний зміст рівняння Бернуллі

Геометричний зміст рівняння Бернуллі:

z - геометрична висота; $\frac{p}{\rho g}$ - п'єзометрична висота; $z + \frac{p}{\rho g}$ - п'єзометричний напір; $\alpha \frac{v^2}{2g}$ - швидкісна висота або швидкісний напір; $H_0 = z + \frac{p}{\rho g} + \alpha \frac{v^2}{2g}$ - гідродинамічний або повний напір.

Лекція 5. Втрати енергії і режими руху рідини. Класифікація і розрахунок напірних систем

1.Режими руху рідини. Втрати енергії

Здавна відомо, що в природі існують два режиму руху рідини. При відносно малих швидкостях спостерігається ламінарний (шаруватий) режим, коли розташування ліній току повністю визначається розташуванням твердих поверхонь, які обмежують потік. При порівняно великих швидкостях спостерігається турбулентний режим, коли відбувається перемішування рідини і її рух набуває хаотичного характеру.

Дослідами Рейнольдса встановлено, що при ламінарному режимі втрати енергії по довжині труби прямо пропорційні середній швидкості, а при турбулентному режимі переважно пропорційні квадрату швидкості. На практиці за режим руху рідини у трубі діаметром d відповідає число Рейнольдса

$$Re = \frac{vd}{\nu}.$$

Критичній швидкості, яка розділяє режими, відповідає критичне значення числа Рейнольдса $Re_{кр} \approx 2320$. При $Re < 2320$ спостерігається ламінарний режим, а при $Re > 2320$ турбулентний.

Враховуючи, що на практиці у більшості випадків мають справу з турбулентним режимом, природно для визначення втрат енергії використовувати формулу Дарсі

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}.$$

Коефіцієнт опору ζ визначається у випадку втрат у трубах по довжині l виражається через коефіцієнт тертя λ за формулою

$$\zeta = \lambda \frac{l}{d}.$$

Визначимо коефіцієнт тертя при ламінарному режимі. Спочатку розглянемо розподіл швидкості у трубі радіусу r_0 . Для цього виберемо потік у циліндрі радіусу r між перерізами 1-1 і 2-2 і запишемо для нього рівняння Бернуллі

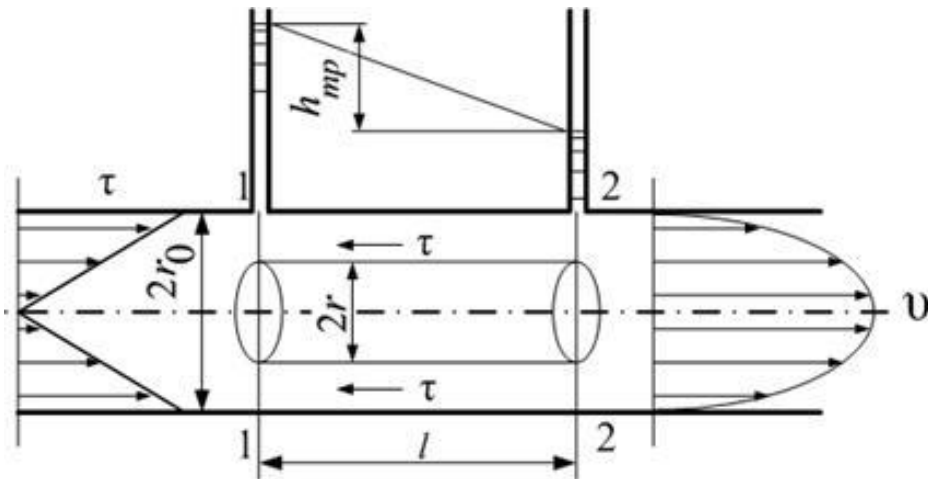


Рис. 5.1. Ламінарн рух рідини в циліндричній трубі

$$\frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_{mp}.$$

Через те, що площі вхідного і вихідного перерізів однакові, з рівняння нерозривності маємо, що $v_1 = v_2$ і $\alpha_1 = \alpha_2$. Якщо провести площину зрівняння через вісь труби, то $z_1 = z_2 = 0$. Враховуючи це, одержуємо

$$h_{mp} = \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g}.$$

Потік рівномірний, тому сума проекцій сил на вісь труби дорівнює нулю, тобто

$$(p_1 - p_2)\pi r^2 - \tau \cdot 2\pi r \cdot l = 0,$$

де τ дотичне напруження на боковій поверхні, яке визначається за формулою

$$\tau = -\mu \frac{du}{dr}.$$

Маємо диференціальне рівняння

$$-\mu \frac{du}{dr} = \frac{\rho g h_{mp} r}{2l}$$

або після інтегрування

$$u = -\frac{\rho g h_{mp} r^2}{4l\mu} + c,$$

де невідома константа c визначається з граничних умов (при $r = r_o$ швидкість $u = 0$).

Закон розподілу швидкостей при ламінарному русі в остаточному вигляді має вигляд параболоїда обертання

$$u = \frac{\rho g h_{mp} (r_o^2 - r^2)}{4l\mu}.$$

Витрата через живий переріз

$$Q = \int_0^{r_o} dQ = \int_0^{r_o} \frac{\rho g h_{mp} (r_o^2 - r^2)}{4l\mu} \cdot 2\pi r dr = \frac{\pi \rho g h_{mp}}{2l\mu} \int_0^{r_o} (r_o^2 - r^2) r dr = \frac{\pi \rho g h_{mp}}{8l\mu} r_o^4.$$

Середня швидкість

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{Q}{\pi r_o^2} = \frac{\rho g h_{mp}}{8l\mu} r_o^2.$$

Підставляємо втрати енергії і середню швидкість у формулу Дарсі, одержуємо

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}}.$$

Скориставшись формулою для коефіцієнта Коріоліса одержуємо, що при ламінарному режимі $\alpha = 2$.

Турбулентний рух завжди нестационарний, тому для зведення його до стаціонарного використовують осереднення за часом. Проміжок осереднення T вибирається так, щоб всі пульсації (відхилення від середнього значення) характеристик течії взаємно компенсувались.

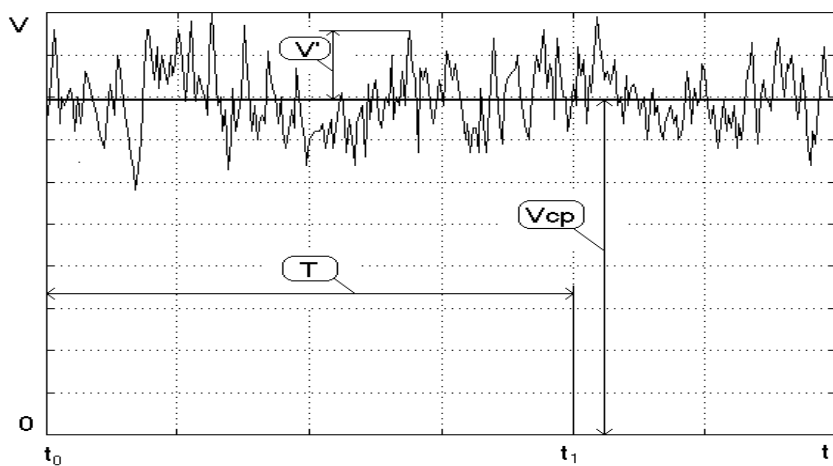


Рис. 5.2. Турбулентний рух рідини

Осереднена швидкість визначається за формулою

$$\mathbf{u} = \frac{\int_0^T \mathbf{u} dt}{T}.$$

Теоретичне визначення розподілу осереднених швидкостей у циліндричних трубах, коефіцієнту Коріоліса і коефіцієнту тертя при турбулентному русі пов'язане із значними труднощами. Тому при їх дослідженні спираються на експерименти.

Порівняння розподілу осереднених швидкостей у циліндричних трубах при ламінарному і турбулентному русі вказує на те, що розподіл при турбулентному русі через перемішування майже рівномірний за виключенням вузьких зон біля стінок труби.

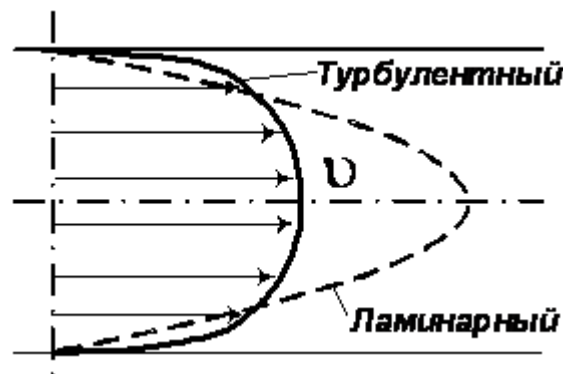


Рис. 5.3. Розподіл швидкості в циліндричній трубі

Як видно з графіка середнє значення коефіцієнта Коріоліса дорівнює 1,1.

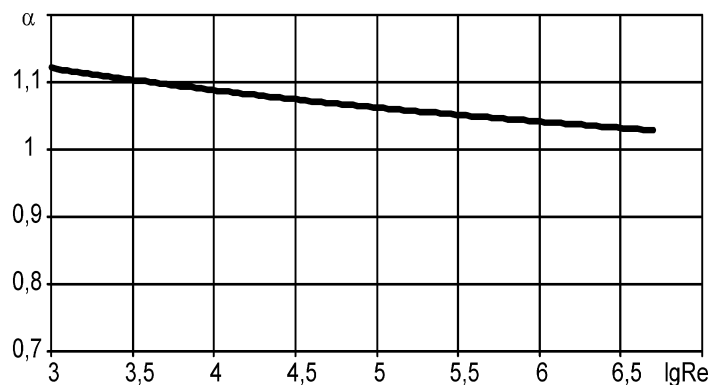


Рис. 5.4. Коефіцієнт Коріоліса

Експерименти по визначенню коефіцієнту тертя показують, що він є функцією числа Рейнольдса і відносної шорсткості, яка пов'язана з абсолютною шорсткістю Δ і є середньою висотою нерівностей поверхні труби k .

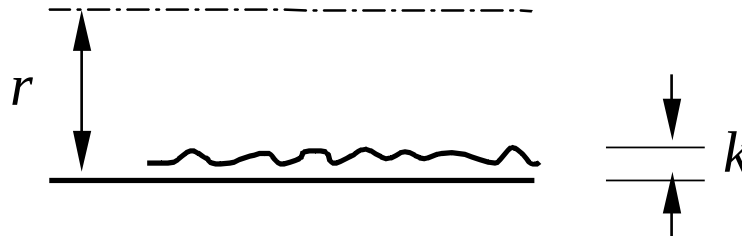


Рис. 5.5. Шорсткість поверхні труби

Аналіз графіків функцій $\lambda = \lambda(\text{Re}, \Delta)$ побудованих Нікурадзе дозволяє записати певні формули. Найдосконалішою з них є формула Альтшуля

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta}{d} + \frac{68}{\text{Re}} \right)^{0,25}.$$

Місцеві опори це ділянки, на яких спостерігається різкозмінний (не плавномзмінний) рух рідини.

2. Класифікація і розрахунок напірних систем

За основу класифікації напірних систем взято співвідношення між втратами енергії по довжині і в місцевими втратами.

Якщо вклад місцевих опорів у загальні втрати енергії складає менше 10%, то систему називають трубопроводом. Якщо місцеві втрати більше 10% загальних, то систему називають короткою трубою. Якщо втрати по довжині складають менше 10% загальних втрат, то це насадок (коротка трубка довжиною $l < (5...6)d$). Якщо втрати по довжині взагалі відсутні, то це отвір.

Для коротких труб, насадків і отворів рівняння Бернуллі можна спростити. Розглянемо випадок короткої труби.

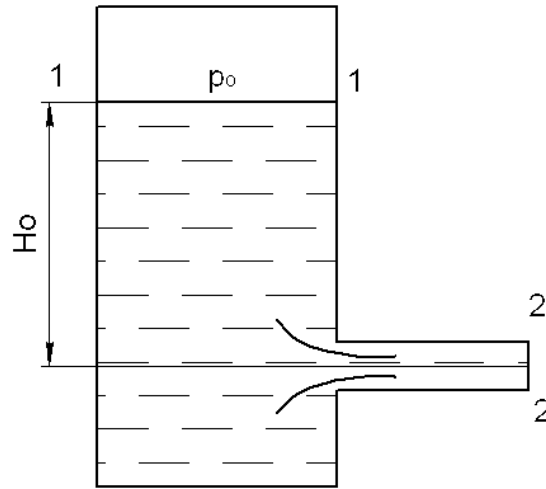


Рис. 5.5. Напірна система

Виберемо вхідний і вихідний живі перерізи, як показано на рисунку. Якщо в перерізі 1-1 тиск атмосферний і рідина витікає в атмосферу, то $p_2 = p_1 = p_0 = 0$. Площину зрівняння проведемо через центр ваги вихідного перерізу і будемо вважати, що швидкість у перерізі 1-1 $v_1 \approx 0$, а швидкість у перерізі 2-2 $v_2 = v$, тоді рівняння Бернуллі буде мати вигляд

$$v = \varphi \sqrt{2gH_0},$$

де коефіцієнт швидкості φ залежить від коефіцієнта Коріоліса і коефіцієнта опору системи за формулою

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \zeta}}.$$

Позначимо площу вихідного перерізу ω , тоді витрата

$$Q = v\omega = \mu \sqrt{2gH_0},$$

де коефіцієнт витрати $\mu = \varphi$ у випадку короткої труби і насадка. У випадку отвору $\mu = \varepsilon \varphi$, де ε - коефіцієнт стиснення, який враховує стиснення струменю при витіканні з отвору і дорівнює

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega},$$

де ω_c - площа стиснутого перерізу струменя, тобто найменшого за площею.

Лекція 6. Гідравліка відкритих русл.

1. Рівномірний рух води у відкритих руслах та умови його існування

Як відомо з курсу технічної механіки рідини і газу під рівномірним розуміють рух рідини у випадку, коли швидкості часток рідини не змінюються за величиною і напрямком. Беручи до уваги, що у відкритих руслах на практиці спостерігається турбулентний рух води, будемо розглядати частки розміри яких перевищують певний масштаб турбулентності, що визначається умовами задачі, а швидкість води будемо вимірювати за допомогою інерційних приладів і осереднювати на протязі часу, що перевищує масштаб турбулентних пульсацій.

Необхідними умовами існування рівномірного руху є призматичне русло з незмінною вздовж потоку шорсткістю і рух рідини під похил. Ці умови є також достатніми у тому розумінні, що через внутрішнє тертя збурений нерівномірний потік при достатній довжині русла і виконанні вказаних умов асимптотично наближається до рівномірного стану.

Очевидно, що при рівномірному русі не тільки геометричні характеристики русла, а й гідравлічні характеристики потоку залишаються незмінними вздовж русла. Наприклад, максимальна глибина потоку h , площа живого перерізу ω , змочений периметр χ , гідравлічний радіус R . Зрозуміло, що за різних умов на певній ділянці русла може існувати як рівномірний, так і нерівномірний рух

води. Тому, щоб вказати на винятковий характер рівномірного руху, глибину рівномірного потоку називають нормальною, а всі гідравлічні характеристики рівномірного потоку позначають відповідним індексом, наприклад, $h_0, \omega_0, \chi_0, R_0$.

2. Рівняння рівномірного руху у відкритих руслах

Як відомо, у випадку відкритих потоків при використанні рівняння Бернуллі користуються надлишковим тиском, а за геометричну висоту беруть висоту вільної поверхні над площиною зрівняння. Враховуючи це маємо, що при рівномірному русі п'єзометрична лінія співпадає з лінією вільної поверхні, а напірна лінія паралельна дну русла. Відповідно похил дна русла до горизонтальної площини дорівнює похилу напірної лінії. Під похилом дна розуміють величину

$$i = \sin \alpha,$$

де α - кут нахилу дна русла до горизонтальної площини.

Похил напірної лінії (гідродинамічний похил)

$$I = -\frac{dH_0}{dl},$$

тобто дорівнює втратам напору H_0 (питомої механічної енергії) на одиницю довжини русла.

З фізичної точки зору похил дна є складовою питомої сили тяжіння, що спрямована вздовж потоку, а гідродинамічний похил можна вважати питомою силою тертя, що врівноважує силу тяжіння, тобто

$$i = I.$$

Зважаючи на турбулентний стан потоку і на те, що майже завжди масштабу турбулентності відповідає зона квадратичного опору,

робимо висновок, що гідродинамічний похил пропорційний квадрату середньої швидкості

$$v = \frac{Q}{\omega},$$

де Q - витрата, тобто об'єм води, що проходить через живий переріз потоку в одиницю часу. Іншими словами

$$v = W\sqrt{I},$$

де W - коефіцієнт пропорційності, який називають швидкісною характеристикою (русла).

Швидкісна характеристика визначається за формулою

$$W = \frac{1}{n} R^z,$$

де n - коефіцієнт шорсткості, R - гідравлічний радіус, що пов'язаний з площею живого перерізу і змоченим периметром формулою

$$R = \frac{\omega}{\chi},$$

а показник z визначається за формулою М.М. Павловського

$$z = 0,37 + 2,5\sqrt{n} - 0,75(\sqrt{n} - 0,1)\sqrt{R}.$$

При наближених розрахунках використовують формулу Манінга

$$W = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}.$$

Враховуючи рівняння рівноваги одержуємо рівняння рівномірного руху

$$v = W_0 \sqrt{i}.$$

Витрата води при рівномірному русі визначається за формулою

$$Q = K_0 \sqrt{i},$$

де $K_0 = \omega_0 W_0$ - витратна характеристика.

3. Гідравлічні елементи живого перерізу потоку

В системах дорожнього водовідведення найбільш поширеними є русла трапецеїдального профілю. При однаковій крутизні укосів площа живого перерізу такого русла

$$\omega = (b + mh)h,$$

довжина змоченого периметра

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2},$$

ширина потоку по вільній поверхні

$$B = b + 2mh,$$

де b - ширина русла по дну; m - коефіцієнт закладення укосів ($m = \operatorname{ctg} \beta$); h - глибина потоку у перерізі (максимальна глибина).

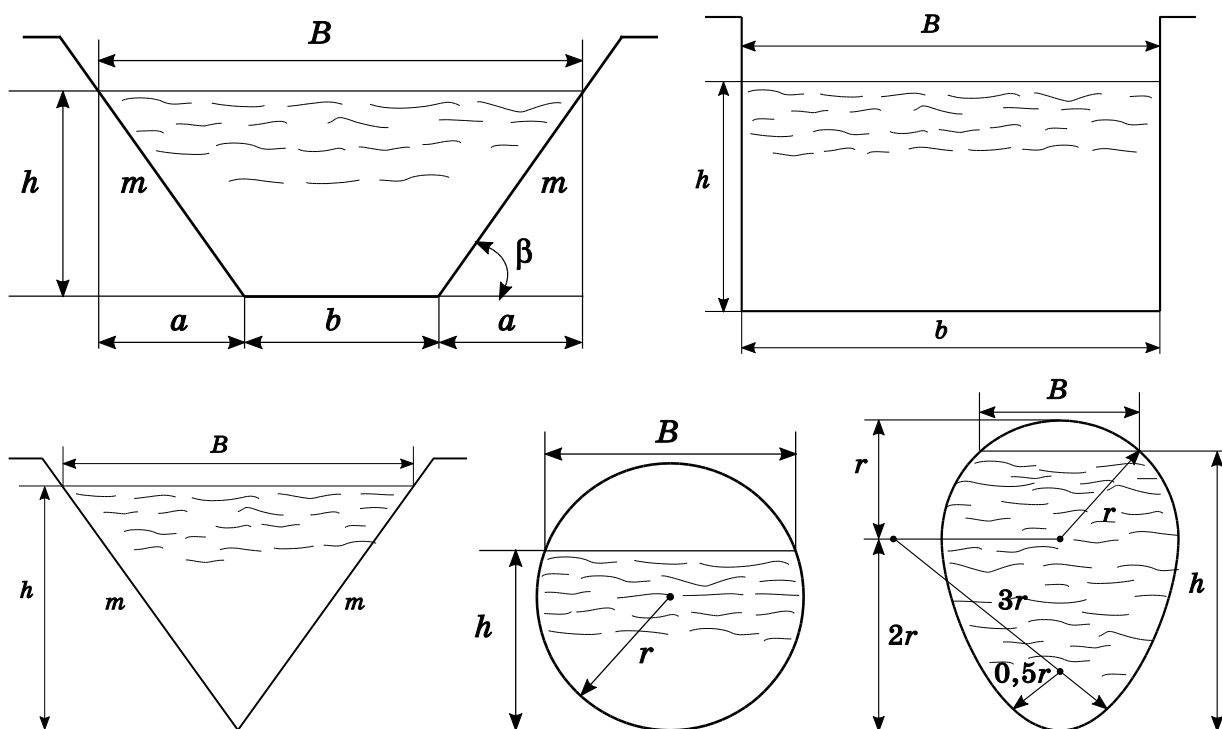


Рис. 6.1 Типи русел

При визначенні елементів живого перерізу у руслах прямокутної і трикутної форм перерізу (рис. 2.1) слід вибирати $m = 0$ і $b = 0$ відповідно. Для розрахунку типових криволінійних поперечних перерізів у вигляді кола, параболи та інших використовуються допоміжні таблиці і графіки.

4. Гідравлічно найвигідніший переріз русла

Гідравлічно найвигіднішими називаються русла, які мають найбільшу пропускну здатність при заданій формі і площі живого перерізу. Для трапецеїдальних русел, звісно, повинні бути заданими коефіцієнт закладення укосів, похил дна і коефіцієнт шорсткості. Такі русла мають при інших рівних умовах максимальний гідравлічний радіус. Відповідно змочений периметр має найменше значення при заданій площі перерізу ω_0 .

Якщо виразити ширину трапецеїдального русла по дну через глибину

$$b = \frac{\omega_0}{h} - mh$$

і підставити в формулу для змоченого периметра (2.11), то з умови екстремуму

$$\frac{d\chi}{dh} = 0$$

одержимо відносну ширину гідравлічно найвигіднішого русла

$$\beta = \frac{b}{h} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right).$$

5. Визначення допустимих середніх швидкостей

Середні в перерізі швидкості повинні відповідати розрахунковим витратам в нормальних умовах експлуатації, але за умов, що

$$V_{\min} \leq v \leq V_{\max},$$

де $V_{\min}$ - мінімальна (незамулююча) середня швидкість, тобто швидкість, незначне зниження якої може спричинити замулення русла наносами; $V_{\max}$ - максимальна (нерозмиваюча) швидкість, при якій ще не відбувається розмив дна і стінок русла.

Значення максимальних швидкостей наведені в довідковій літературі для глибин 0,4; 1; 2; 3 м і залежать від найменування ґрунтів або типу укріплення русла.

Мінімальні середні швидкості залежать від кількості завислих у воді часток, їх розміру, витрати і глибини потоку. Ці швидкості визначаються по формулам і таблицям, складених на основі натурних спостережень і емпіричних даних.

Наприклад, якщо кількість наносів з діаметром часток більше ніж 0,25 мм не перевищує 0,01% по масі, то

$$V_{\min} = a\sqrt{R},$$

де R - гідравлічний радіус, м; a - коефіцієнт, який залежить від середнього діаметра часток переважаючої маси завислих наносів.

Незамулююча швидкість також може бути визначена по залежності

$$V_{\min} = AQ^{0,2},$$

де Q - витрата в $\text{м}^3/\text{с}$; A - коефіцієнт, який залежить від гідравлічної крупності наносів, тобто швидкості рівномірного падіння часток у нерухомій воді (при $w \leq 1,5 \text{ мм/с}$ $A = 0,33$; при $w \leq 3,5 \text{ мм/с}$ $A = 0,44$; при $w \geq 3,5 \text{ мм/с}$ $A = 0,55$).

6. Гідравлічний показник русла

Нормальну глибину можна знайти, використовуючи так званий показовий закон, згідно якому

$$\left(\frac{K_2}{K_1}\right)^2 = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^x,$$

де x - гідравлічний показник русла.

У цьому випадку, задаються двома глибинами h_1 і h_2 , визначають відповідні значення витратних характеристик K_1 і K_2 , одержують гідравлічний показник русла

$$x = \frac{2 \ln \frac{K_2}{K_1}}{\ln \frac{h_2}{h_1}}.$$

Визначивши розрахункове значення витратної характеристики знаходять нормальну глибину по формулі

$$h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1} \right)^{\frac{2}{x}}.$$

Лекція 7. Рівняння нерівномірного плавномірного руху

1. Рівняння нерівномірного плавномірного руху

Як відомо з курсу механіки рідини і газу, живий переріз потоку при плавномірному русі можна вважати плоским, а розподіл тиску в перерізі гідростатичним. Більш того, ці властивості плавномірного руху можна вважати його означенням. В перерізі з плавномірним рухом, як і випадку рівномірного руху, скористаємося рівнянням Бернуллі в диференціальній формі

$$I = -\frac{dH_0}{dl},$$

де похил напірної лінії I буде вже змінною величиною.

Гідродинамічний напір, як відомо, можна визначити за формулою

$$H_0 = z + \frac{\alpha v^2}{2g},$$

де z - геометрична висота вільної поверхні над площиною зрівняння; $\frac{\alpha v^2}{2g}$ - швидкісний напір; α - коефіцієнт Коріоліса, що враховує нерівномірність розподілу швидкості в живому перерізі; g - прискорення вільного падіння.

Геометричну висоту можна виразити через глибину потоку h і висоту найнижчої точки перерізу над площиною зрівняння h' за формулою

$$z = h' + h.$$

З урахуванням останніх двох формул рівняння Бернуллі (2.24) набере вигляду

$$\frac{dE}{dl} = i - I,$$

де E - питома енергія перерізу, тобто питома енергія потоку відносно площини зрівняння, що проведена через найнижчу точку дна і за означенням дорівнює

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

Рівняння (2.27) носить назву рівняння нерівномірного плавно-змінного руху води у відкритому руслі. Йому можна надати іншого змісту, якщо розглядати похил дна як питому силу тяжіння спрямовану вздовж потоку, а гідродинамічний похил як питому силу тертя. Елементарна робота цих сил, які на відміну від рівномірного руху не врівноважуються, на переміщенні dl вздовж потоку дорівнює зміні питомої енергії перерізу, тобто

$$i dl - I dl = dE.$$

Плавнозмінний характер руху дозволяє поблизу перерізу, тобто локально, користуватися формулою Шезі у вигляді

$$I = \left(\frac{Q}{K} \right)^2,$$

де витратна характеристика K для непризматичних русел при заданих шорсткості, геометричній формі і розмірах русла залежить від глибини потоку в перерізі і положення перерізу в потоці.

Питома енергія перерізу при заданих витраті, формі і розмірах русла є функцією глибини і повздовжньої координати, що стає очевидним, якщо виразити середню швидкість через витрату:

$$E = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}.$$

Таким чином, рівняння нерівномірного плавнозмінного руху є нелінійним диференціальним рівнянням першого порядку відносно функції $h = h(l)$, тобто його розв'язання дозволяє визначити форму вільної поверхні потоку.

2. Рівняння критичного стану

Необхідні умови плавнозмінного руху у відкритих руслах неможливо визначити заздалегідь. Залишається одержати їх з аналізу рівняння плавнозмінного руху.

Зважаючи на те, що питома енергія перерізу для призматичних русел є функцією лише глибини потоку, запишемо рівняння плавнозмінного руху у вигляді

$$\frac{dE}{dh} \frac{dh}{dl} = i - I.$$

Зрозуміло, що у випадку, коли коефіцієнт перед похідною глибини дорівнює нулю, рівняння не буде мати рішення, з'являється так звана розбіжність, тобто похідна глибини по відстані, що відраховується вздовж русла, прямує до нескінченності. Розглянемо детальніше умову

$$\frac{dE}{dh} = 0.$$

Для цього скористаємося формулою для питомої енергії перерізу і візьмемо від неї похідну по глибині

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{d\omega}{dh}.$$

Зважаючи на те, що площа живого перерізу у загальному вигляді визначається за формулою

$$\omega = \int_0^B h dB,$$

де B - ширина потоку по верху, похідна

$$\frac{d\omega}{dh} = \int_0^B dB = B.$$

Остаточно одержуємо

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \Pi_k,$$

де параметр кінетичності Π_k є функцією глибини потоку і визначається за формулою

$$\Pi_k = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}.$$

Таким чином, коли $\Pi_k \approx 1$ рівняння нерівномірного плавного руху не має рішення, тобто спостерігається різкозмінний рух потоку. Рівняння $\Pi_k = 1$ дозволяє визначити так звану критичну глибину h_k , що відповідає мінімуму питомої енергії перерізу. Це рівняння має назву рівняння критичного стану і здебільшого записується у вигляді

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k},$$

де ω_k і B_k - площа живого перерізу і ширина потоку поверху, що відповідають критичній глибині.

3. Визначення критичної глибини, критичного похилу і стану потоку

Для русел довільного поперечного перерізу критична глибина може бути визначена методом послідовних наближень. Для цього задаються глибинами $h_1, h_2, \dots, h_n$, знаходять відповідні їм площу живого перерізу, ширину потоку по вільній поверхні, а потім порівнюють праву і ліву частини рівняння критичного стану. Якщо розбіжність між ними не перевищує 5%, вважається, що критична глибина $h_k = h_n$.

Розрахунки можна прискорити, якщо побудувати графік залежності $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$, за яким знаходять критичну глибину, що відповідає розрахунковому значенню $\frac{\alpha Q^2}{g}$.

Виходячи з рівняння критичного стану можна одержати аналітичні залежності для визначення критичної глибини для русел прямокутного перерізу

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

і русел трикутного перерізу

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2}$$

При визначенні критичної глибини в руслах трапецеїдальної форми можна користуватися методом допоміжної функції, який має наступний порядок розрахунку:

1. Знаходиться значення допоміжної функції

$$f(\mu) = \left(\frac{Q}{b}\right)^2 \left(\frac{m}{b}\right)^3.$$

2. По таблиці 2.1 знаходиться відповідне значення аргументу.
3. Визначається шукана критична глибина

$$h_k = \mu \frac{b}{m}.$$

Таблиця 7.1

Значення допоміжної функції

$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ	$f(\mu)$	μ
0,12	0,22	2,16	0,52	110	1,48	898	2,44
0,138	0,23	2,81	0,56	123	1,52	962	2,48
0,159	0,24	3,59	0,6	138	1,56	1030	2,52
0,181	0,25	4,52	0,64	153	1,6	1140	2,58
0,206	0,26	5,63	0,68	169	1,64	1260	2,64
0,234	0,27	6,94	0,72	187	1,68	1390	2,7
0,263	0,28	8,47	0,76	206	1,72	1530	2,76
0,296	0,29	10,24	0,8	226	1,76	1730	2,84
0,331	0,30	12,29	0,84	248	1,8	1960	2,92
0,369	0,31	14,63	0,88	272	1,84	2000	3
0,411	0,32	17,31	0,92	297	1,88	2540	3,1
0,454	0,33	20,35	0,96	325	1,92	2930	3,2
0,502	0,34	23,78	1	354	1,96	3350	3,3
0,553	0,35	27,65	1,04	385	2	3830	3,4
0,609	0,36	31,01	1,08	419	2,04	4360	3,5
0,668	0,37	36,9	1,12	454	2,08	4940	3,6
0,731	0,38	42,3	1,16	493	2,12	5580	3,7
0,798	0,39	48,3	1,2	533	2,16	6290	3,8
0,87	0,4	54,9	1,24	574	2,2	7170	3,9
1,03	0,42	62,3	1,28	621	2,24	7930	4
1,21	0,44	70,4	1,32	671	2,28	9880	4,2
1,41	0,46	79,3	1,36	723	2,32	12200	4,4
1,63	0,48	89	1,4	777	2,36	14900	4,6
1,88	0,5	99,7	1,44	834	2,4	18700	4,8

Критичним похилом i_k називають такий похил, при якому має місце рівномірний рух з критичною глибиною для заданої витрати, тобто

$$i_k = \left(\frac{Q}{K_k} \right)^2,$$

де K_k - витратна характеристика при критичній глибині.

В залежності від співвідношення між глибиною у перерізі і критичною глибиною розрізняють три стану потоку: якщо h менше h_k , то потік знаходиться у бурхливому стані, якщо h більше h_k , то потік знаходиться у спокійному стані, якщо $h = h_k$, то йдеться про критичний стан.

Іншими словами, для бурхливого стану потоку характерні малі глибини і великі швидкості, що розмивають русло або руйнують споруди, і тому потрібно їх додаткове укріплення. Більша частина енергії бурхливого потоку кінетична. При спокійному стані потоку порівняно великі глибини і малі швидкості, тому такий стан більш безпечний з точки зору інженерної практики. Більша частина енергії спокійного потоку потенціальна.

Назва стану потоку дійсно відповідає стану його вільної поверхні. Щоб це зрозуміти перейдемо в формулі для параметру кінетичності до середньої швидкості і одержимо так зване число Фруда

$$Fr = \frac{\alpha v^2}{gh_{сер}},$$

де середня швидкість $h_{сер}$ визначається за формулою

$$h_{сер} = \frac{\omega}{B}.$$

Число Фруда можна записати в іншій формі

$$Fr = \left(\frac{v_{сер}}{c} \right)^2,$$

де $v_{сер} = v\sqrt{\alpha}$ - середня кубічна швидкість, а швидкість $c = \sqrt{gh_{сер}}$.

Легко здогадатись, що c є швидкістю поширення хвиль на поверхні потоку. Нижче буде з'ясовано, що йдеться про довгі хвилі або хвилі на мілкій воді, які захоплюють не тільки поверхню, а й всю товщу води.

Згадаємо, що хвилі в природі є засобом перенесення інформації, тому, якщо швидкість потоку $v_{сер}$ менше ніж швидкість поширення хвиль, то хвилі будуть поширюватися проти течії, потік буде мати можливість заздалегідь змінюватись і спокійно реагувати на перешкоди розташовані попереду. Якщо швидкість потоку навпаки більша за швидкість хвиль, то вони не зможуть поширюватися проти течії, потік заздалегідь не відчуватиме перешкод і буде реагувати на них бурхливо. У першому випадку число Фруда менше одиниці і ми маємо справу із спокійним потоком, а в другому число Фруда більше за одиницю і потік – бурхливий.

Явище переходу потоку від спокійного стану до бурхливого називають водоспадом, а від бурхливого до спокійного – гідравлічним стрибком.

4. Дослідження і побудова кривих вільної поверхні у відкритих руслах

Для призматичних русел з прямим похилом дна ($i > 0$) рівняння нерівномірного плавнозмінного руху може бути записане у вигляді

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \Pi_{\kappa}},$$

де K_0 - витратна характеристика при нормальній глибині.

Якщо скористатися показовим законом (2.21), для трапецеїдальних русел одержимо

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{h_0}{h}\right)^x}{1 - \Pi_\kappa},$$

де x – гідравлічний показник русла.

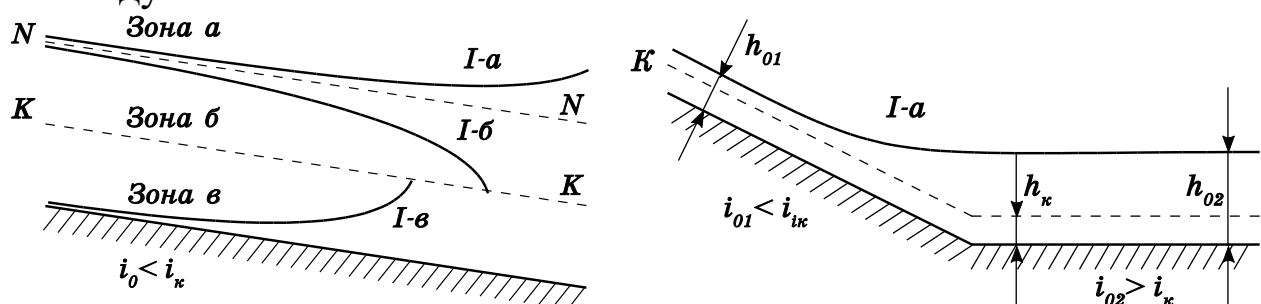
Найбільш наочного вигляду рівняння набуває у випадку прямокутного русла, якщо скористатися умовою $\Pi_\kappa(h_\kappa) = 1$, отже

$$\Pi_\kappa = \frac{\Pi_\kappa}{\Pi_\kappa(h_\kappa)} = \frac{\omega_\kappa^3}{\omega^3} = \left(\frac{h_\kappa}{h}\right)^3.$$

Після підстановки в рівняння нерівномірного руху одержимо

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{h_0}{h}\right)^x}{1 - \left(\frac{h_\kappa}{h}\right)^3}.$$

Тип кривої вільної поверхні визначається залежно від знака похідної $\frac{dh}{dl}$: при $\frac{dh}{dl} > 0$ має місце крива підпору, при $\frac{dh}{dl} < 0$ – крива спаду.



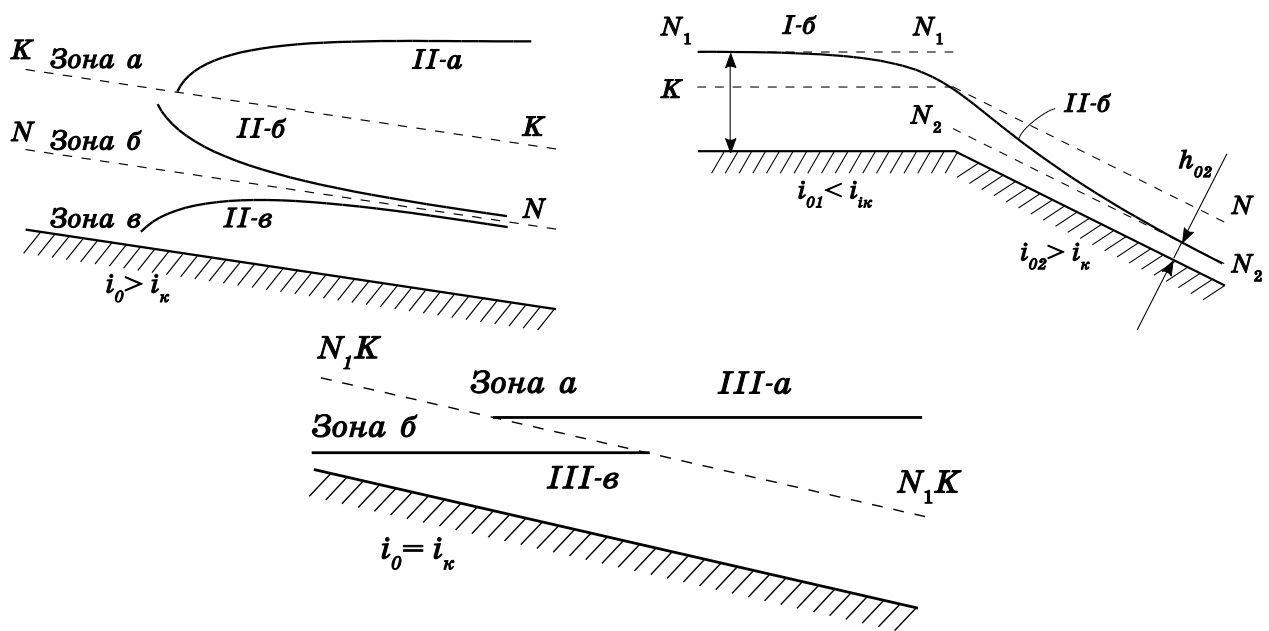


Рис. 7.2. Форми спряження потоків

Можливі три розрахункові випадки:

1. Якщо похил дна менше критичного ($i < i_k$), тобто нормальна глибина більше критичної ($h_0 > h_k$), мають місце такі криві: увігнута крива підпору типу I-а при $h > h_0 > h_k$; опукла крива спаду I-б при $h_k > h > h_0$; увігнута крива підпору I-в при $h < h_k$.
2. Якщо похил дна більше критичного ($i > i_k$), тобто нормальна глибина менша за критичну ($h_0 < h_k$), мають місце криві: опукла крива підпору типу II-а при $h > h_k$; увігнута крива спаду типу II-б при $h_0 < h < h_k$; опукла крива підпору типу II-в при $h < h_0$.
3. Якщо похил дна дорівнює критичному ($i = i_k$), тобто нормальна глибина дорівнює критичній ($h_0 = h_k$), то мають місце криві: крива підпору малої кривизни типу III-а при $h > h_k = h_0$; крива підпору малої кривизни типу III-в при $h < h_k = h_0$.

5. Методи інтегрування рівнянь нерівномірного плавного руху

Метод Павловського використовується для побудови кривої вільної поверхні у призматичних руслах при прямому похилі дна.

Розглянемо суть методу, для цього розділимо змінні і про інтегруємо рівняння на ділянці між глибинами h_1 і h_2

$$l_{1-2} = i \int_{h_1}^{h_2} \frac{1 - \Pi_\kappa}{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2} dh,$$

де l_{1-2} - відстань між відповідними перерізами.

Далі перейдемо в рівнянні до відносної витратної характеристики $\kappa = \frac{K}{K_0}$, одержимо

$$l_{1-2} = i \int_{\kappa_1}^{\kappa_2} \frac{\kappa^2 - j}{\kappa^2 - 1} \frac{d\kappa}{a},$$

де нові допоміжні величини визначаються за формулами

$$j = \frac{\alpha i}{g} \frac{W^2 B}{\omega}, a = \frac{d\kappa}{dh}.$$

Останній інтеграл (2.55) можна знайти, якщо перейти до середніх значень

$$\bar{j} = \frac{\alpha i}{g} \frac{W_{сер}^2 B_{сер}}{\omega_{сер}}, a = \frac{\kappa_2 - \kappa_1}{h_2 - h_1},$$

де середні швидкісної характеристики, ширини потоку по верху, площі живого перерізу визначаються як середні арифметичні між їх значеннями на кінцях ділянки

$$W_{сер} = \frac{W_1 + W_2}{2}, B_{сер} = \frac{B_1 + B_2}{2}, \omega_{сер} = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}.$$

Остаточно одержуємо формулу

$$l_{1-2} = \frac{1}{ai} \left[\kappa_2 - \kappa_1 - (1 - \bar{j}) \ln \left| \frac{(\kappa_2 - 1)(\kappa_1 + 1)}{(\kappa_2 + 1)(\kappa_1 - 1)} \right| \right].$$

Метод Чарномського може використовуватись при побудові кривої вільної поверхні у непризматичних руслах з будь-яким похилом дна. Щоб одержати остаточну формулу, необхідно в диференціальному рівнянні нерівномірного плавнозмінного руху перейти до кінцевих різниць

$$l_{1-2} = \frac{E_2 - E_1}{i - \bar{I}},$$

де l_{1-2} - відстань між початковим і кінцевим перерізами, E_1 і E_2 - питомі енергії у цих перерізах, $\bar{I}$ - середнє значення гідродинамічного похилу, яке визначається за формулою

$$\bar{I} = \frac{I_1 + I_2}{2},$$

де I_1 і I_2 - гідродинамічні похили у початковому і кінцевому перерізах відповідно.

Лекція 8. Рівняння різкозмінного руху. Гідравлічний стрибок

1. Гідравлічний стрибок та механізм його утворення

Явище переходу бурхливого потоку з глибиною $h' < h_k$ у спокійний стан з глибиною $h'' > h_k$ називається гідравлічним стрибком. Глибину безпосередньо перед стрибком називають першою або меншою спряженою глибиною, а глибину безпосередньо за стрибком – другою або більшою спряженою глибиною.

В області стрибка має місце порівняно велике викривлення траєкторій руху часток води і виникає необхідність урахування від-

центрових сил інерції, тобто їх слід додати в рівняння плавномінного руху.

Розрізняють два типи гідравлічних стрибків. Досконалий гідравлічний стрибок має характерну ознаку у вигляді водоворотної області, що виникає над транзитним потоком, або, так званого, поверхневого вальця. Використовують два критерії досконалого стрибка:

$$\frac{h''}{h'} > 2; \Pi'_k > 3.$$

Хвилястий стрибок має вигляд затухаючих вздовж течії хвиль. При цьому крутизна хвилі не настільки велика, щоб частки на її поверхні могли під дією власної ваги обрушуватись на транзитний потік і утворювали валець. Хвилястий стрибок виникає за умов

$$\frac{h''}{h'} < 2; \Pi'_k < 3.$$

До основних характеристик досконалого стрибка відносять крім спряжених глибин також його висоту $a = h'' - h'$ і довжину l_c , яка визначається, як довжина горизонтальної проекції поверхневого вальця. Але вплив гідравлічного стрибка на потік нижче за течією не обмежується областю поверхневого вальця. За нею спостерігається зона заспокоєння, де відбувається перестройка швидкостей і зменшуються амплітуди турбулентних пульсацій до рівня характерного для плавномінного руху. Довжину цієї зони називають довжиною післястрибкової ділянки і позначають $l_{n.o}$.

2. Рівняння гідравлічного стрибка

Виділимо досконалий гідравлічний стрибок двома живими перерізами розташованими як можна ближче до стрибка і такими, що рух в них плавномінний. Русло будемо вважати призматичним і горизонтальним.

Застосуємо до об'єму води між перерізами теорему про змінення кількості руху в проекції на вісь x спрямовану вздовж русла:

$$\frac{dQ_x}{dt} = P_1 - P_2 - F,$$

де P_1 і P_2 - рівнодіючі сил тиску у відповідних перерізах; F - проекція рівнодіючої сил тертя потоку об дно русла.

Змінення кількості руху за нескінченно малий проміжок часу dt

$$dQ_x = \int_{\omega_2} \rho u^2 d\omega dt - \int_{\omega_1} \rho u^2 d\omega dt = \rho \left(\int_{\omega_2} u^2 d\omega - \int_{\omega_1} u^2 d\omega \right) dt.$$

Введемо середню квадратичну швидкість у перерізі за формулою:

$$\bar{v} = \left(\frac{\int u^2 d\omega}{\omega} \right)^{\frac{1}{2}}.$$

Відповідно одержимо

$$dQ_x = \alpha_{02} \rho v_2^2 \omega_2 dt - \alpha_{01} \rho v_1^2 \omega_1 dt,$$

де α_{01} і α_{02} - так звані коефіцієнти Бусінеска у відповідних перерізах.

Коефіцієнт Бусінеска визначається за формулою

$$\alpha_0 = \left(\frac{\bar{v}}{v} \right)^2,$$

тобто є квадратом відношення середньої квадратичної і середньої (арифметичної) швидкості у живому перерізі.

Сили тиску, що входять до теорему визначаються по формулам:

$$P_1 = \rho g h_{c_1} \omega_1, P_2 = \rho g h_{c_2} \omega_2,$$

де h_{c_1} і h_{c_2} - глибини занурення центрів ваги відповідних живих перерізів.

Зважаючи на відносно малу довжину стрибка будемо вважати, що сила тертя об дно $F \approx 0$.

Повертаючись до теореми про змінення кількості руху остаточно одержуємо рівняння досконалого гідравлічного стрибка у призматичному руслі

$$h_{c_1} \omega_1 + \frac{\alpha_{01} Q^2}{g \omega_1} = h_{c_2} \omega_2 + \frac{\alpha_{02} Q^2}{g \omega_2}.$$

Рівняння гідравлічного стрибка можна записати більш компактно, використовуючи так звану стрибкову функцію:

$$\Pi(h) = h_c \omega + \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega}.$$

Якщо згадати, що перед стрибком і за стрибком глибина дорівнює меншій і більшій спряженим глибинам відповідно, то одержуємо

$$\Pi(h') = \Pi(h'').$$

Таким чином, структура обох частин рівняння ідентична і ця обставина дає підставу назвати глибини h' і h'' спряженими.

Дослідимо стрибкову функцію. Зважаючи на те, що вона додатна і прямує до нескінченності при зменшенні глибини потоку до нуля або збільшенні до нескінченності, можна зробити висновок, що стрибкова функція має мінімум. Глибину, що відповідає цьому мінімуму, можна визначити з умови екстремуму

$$\frac{d\Pi}{dh} = \frac{d}{dh} \left(\int_{\omega} h d\omega + \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} \right) = \omega - \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega^2} \frac{d\omega}{dh} = \omega \left(1 - \frac{\alpha_0 Q^2 B}{g\omega^3} \right) = 0.$$

Таким чином, якщо вважати, що коефіцієнти Бусінеска і Коріоліса співпадають ($\alpha_0 \approx \alpha$), мінімум стрибкової функції, як і мінімум питомої енергії перерізу, відповідає критичній глибині.

3. Визначення основних характеристик гідравлічного стрибка

Для розрахунків спряжених глибин з точністю до 7% при $h''/h' < 5$ можна використовувати формули Рахманова:

$$h' = 0,2h_{\kappa} \left(6 \frac{h_{\kappa}}{h''} - 1 \right);$$

$$h'' = \frac{6h_{\kappa}}{h_{\kappa} + 5h'}.$$

У випадку прямокутних русел можна одержати явні функції для спряжених глибин. Використовуючи очевидні формули:

$$h_c = \frac{h}{2}, \omega = Bh, \frac{\alpha Q^2}{g} = h_{\kappa}^3 B,$$

запишемо рівняння гідравлічного стрибка (2.70) у вигляді

$$\frac{h'}{2} Bh' + \frac{h_{\kappa}^3 B^2}{h' B} = \frac{h''}{2} Bh'' + \frac{h_{\kappa}^3 B^2}{h'' B}.$$

Поділимо обидві частини рівняння (2.76) на величину $B/2$, перенесемо члени, що мають у своєму складі критичну глибину, у праву сторону, а інші – у ліву сторону:

$$(h')^2 - (h'')^2 = 2h_{\kappa}^3 \left(\frac{h' - h''}{h'h''} \right).$$

Поділимо рівняння на $h' - h''$ і приведемо до загального знаменника і одержимо квадратне рівняння відносно спряжених глибин:

$$(h')^2 h'' + h'(h'')^2 - 2h_{\kappa}^3 = 0.$$

Рішення рівняння (2.78) дають розрахункові формули для спряжених глибин гідравлічного стрибка у прямокутному руслі:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\kappa}}{h'} \right)^3} - 1 \right];$$

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\kappa}}{h''} \right)^3} - 1 \right].$$

Шляхом нескладних перетворень для прямокутного русла одержимо:

$$\Pi_{\kappa} = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3} = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B_{\kappa}}{\omega_{\kappa}^3} \frac{B}{B_{\kappa}} \frac{\omega_{\kappa}^3}{\omega^3} = \frac{\omega_{\kappa}^3}{\omega^3} = \left(\frac{h_{\kappa}}{h} \right)^3.$$

Таким чином, формули для спряжених глибин можна переписати у вигляді:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8\Pi_{\kappa}'} - 1 \right];$$

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + 8\Pi_{\kappa}''} - 1 \right].$$

На практиці для оцінки довжини стрибка здебільшого використовують емпіричні і напівемпіричні формули, які носять скоріше якісний ніж кількісний характер.

Для прямокутних русел в умовах вільного стрибка широко використовується формула Павловського:

$$l_{cmp} = 2,5(1,9h'' - h').$$

Втрати енергії в стрибку

$$E_{cmp} = E(h') - E(h'') = h' + \frac{\alpha Q^2}{g(\omega')^2} - h'' - \frac{\alpha Q^2}{g(\omega'')^2}.$$

Згадаємо, що для прямокутного каналу:

$$\omega = Bh; \frac{\alpha Q^2}{gB^2} = h_\kappa^3,$$

з урахуванням останніх формул

$$E(h') - E(h'') = h' + \frac{h_\kappa^3}{2(h')^2} - h'' - \frac{h_\kappa^3}{g(h'')^2}.$$

Замінюючи критичну глибину на її вираз через спряжені глибини, остаточно одержимо

$$E(h') - E(h'') = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = \frac{a^3}{4h'h''}.$$

Кінематика гідравлічного стрибка в каналах трапецеїдального перерізу викликає зростання довжини стрибка порівняно з випадком прямокутного русла. Це наглядно демонструє формула Мейєрова, яка має за основу формулу Чертоусова:

$$l_{cmp} = 10,3h' \left(\sqrt{Fr' - 1} \right)^{0,81} \left[1 + 1,76m(h'' - h')/\chi' \right],$$

де m - коефіцієнт закладення укосів, χ' - змочений периметр перерізу при меншій спряженій глибині.

4. Рівняння різкозмінного руху та побудова вільної поверхні гідравлічного стрибка

Рівняння гідравлічного стрибка дозволяє визначити висоту досконалого стрибка але для того, щоб знайти його довжину, необхідно побудувати криву вільної поверхні в області стрибка. Для цього можна скористатися рівнянням різкозмінного руху у прямокутному призматичному руслі, якщо додати у праву частину крім питомої сили тяжіння і питомої сили тертя питому силу інерції, тобто проекцію рівнодіючої відцентрових сил, що виникають при викривленні струменів при різко змінному русі, на напрямок основного потоку.

Зважаючи на те, що у рівнянні гідравлічного стрибка нехтують силами тертя об дно русла, природно знехтувати проекцією дотичних сил інерції на напрямок основного руху. Отже, загальний вигляд рівняння різкозмінного руху у прямокутному призматичному руслі:

$$\frac{dE}{dl} = i - I - I',$$

де I' - питома сила інерції.

Згадаємо, що відцентрова сила інерції пропорційна квадрату швидкості і кривизні траєкторії, тому питому силу інерції можна записати у вигляді

$$I' = -\beta \frac{\alpha v^2}{g} \frac{d^2 h}{dl^2},$$

де β - коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу сил інерції у перерізі.

Одержимо, диференціальне рівняння другого порядку відносно функції $h = h(l)$:

$$\beta \frac{\alpha v^2}{g} \frac{d^2 h}{dl^2} - \frac{dE}{dh} \frac{dh}{dl} + i - I = 0.$$

Проведемо лінеаризацію рівняння (2.92). Для цього замінемо коефіцієнти, що стоять перед похідними їх середніми вздовж стрибка значеннями:

$$\frac{dE}{dh} = \frac{E(h'') - E(h')}{h'' - h'}, \beta \frac{\alpha v^2}{g} = \beta \frac{\alpha v_{\kappa}^2}{g} = \beta h_{\kappa},$$

де v_{κ} і h_{κ} - критична швидкість і критична глибина відповідно.

Враховуючи формулу для втрат енергії у гідравлічному стрибку рівняння різкозмінного руху можна записати у вигляді

$$\beta h_{\kappa} \frac{d^2 h}{dl^2} + \frac{a^2}{4h'h''} \frac{dh}{dl} + i - I = 0.$$

У випадку, коли русло має прямий похил

$$i - I = i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right) = i \left(1 - \left(\frac{h_0}{h} \right)^x \right),$$

де h_0 - нормальна глибина.

Перейдемо до нових безрозмірних змінних за формулами

$$h = \frac{h - h_0}{h_0}, l = \frac{l}{h_0},$$

отже, залишаючи члени першого порядку малості, одержуємо

$$i - I = i \left(1 - \left(\frac{1}{1+h} \right)^x \right) \approx ixh.$$

Тепер ліанеризоване рівняння різкозмінного руху можна записати у вигляді

$$\frac{d^2 h}{dl^2} + 2b \frac{dh}{dl} + k^2 h = 0,$$

де сталі коефіцієнти дорівнюють:

$$2b = \frac{a^2 h_0}{4\beta h' h'' h_k}, k^2 = \frac{ix h_0}{\beta h_k}.$$

Одержане рівняння аналогічне рівнянню малих коливань механічної системи з одним степенем свободи з урахуванням сил опору, наприклад рівнянню коливання вантажу, що висить на пружині. Відхилення глибини від нормальної відповідає відхиленню вантажу від положення рівноваги. Відстань до перерізу відповідає часу.

Скористаємося вказаною аналогією і запишемо відповідні рішення. У випадку, коли $b > k$, маємо:

$$h = C_1 \exp(b_1 l) + C_2 \exp(b_2 l),$$

де $b_1 = -b - \sqrt{b^2 - k^2}$, $b_2 = -b + \sqrt{b^2 - k^2}$.

У випадку, коли $b < k$, маємо:

$$h = \exp(-bl) (C_1 \sin(k_1 l) + C_2 \cos(k_1 l)),$$

де $k_1 = \sqrt{k^2 - b^2}$.

Очевидно, що перше рішення (2.100) повинно відповідати досконалому стрибку, а друге (2.101) - хвилястому.

Невідомі сталі визначаються з початкових умов:

$$h(l=0) = h', \frac{d^2 h}{dl^2}(l=0) = 0.$$

Остання з цих умов полягає в тому, що на початку стрибка має місце точка перегину, увігнута крива підпору переходить в опуклу криву підпору, характерну для передньої частини гідравлічного стрибка.

Остаточно, для вільної поверхні досконалого стрибка будемо мати формулу:

$$h = \frac{h'}{2b(b_2 - b_1)} \left((2bb_2 + k^2) \exp(b_1 l) - (2bb_1 + k^2) \exp(b_2 l) \right).$$

Для вільної поверхні хвилястого стрибка формулу:

$$h = \frac{h'}{2bk_1} \exp(-bl) \left((k^2 - 2b^2) \sin(k_1 l) + 2bk_1 \cos(k_1 l) \right).$$

Залишилось визначити введений раніше коефіцієнт β . Згадаємо, що переходу від досконалого до хвилястого стрибка відповідають співвідношення

$$\frac{h''}{h'} = 2; \Pi'_\kappa = 3.$$

З іншого боку у цьому випадку $b = k$. Якщо підставити останні рівняння у формули для відповідних коефіцієнтів і зважити на те, що зазвичай $h_0 = h''$, то можна одержати формулу для шуканого коефіцієнта:

$$\beta = \frac{1}{128\sqrt[3]{3}} \frac{1}{ix}.$$

Якщо підставити останню формулу в рівняння (2.99), то одержимо:

$$2b = 32\sqrt[3]{3}ix \frac{a^2}{h'h_k}, k^2 = 128\sqrt[3]{3}i^2 x^2 \frac{h_0}{h_k}.$$

Таким чином, лінійний аналіз рівняння різкозмінного руху дозволяє одержати криві вільної поверхні для досконалого і хвилястого стрибків в явному вигляді, а також врахувати вплив на довжину стрибка нормальної глибини за стрибком, критичної глибини, похилу русла і гідравлічного показника русла.

5. Особливості усталених потоків у руслах із змінними обрисами

Природні і штучні русла часто мають досить складну форму. Рішення рівнянь для одновимірних потоків цих умовах можуть стати надто наближеними. Виникає необхідність перейти до більш досконалих моделей – планових і тривимірних. Розглянемо певні особливості усталених потоків у руслах із змінними обрисами на спрощених прикладах, використовуючи модель ідеальної рідини.

Розіб'ємо потік ідеальної рідини у горизонтальному руслі на окремі струмені. Позначимо ширину окремого струменя у живому перерізі через b , а швидкість і глибину - відповідно через v і h .

В цих умовах рівняння нерозривності і рівняння Бернуллі будуть мати вигляд:

$$vbh = const;$$

$$h + \frac{v^2}{2g} = const.$$

Візьмемо похідну від обох рівнянь (2.108) по ширині струменя попередньо взявши натуральний логарифм від першого з них, в результаті одержимо

$$\frac{1}{v} \frac{dv}{db} + \frac{1}{h} \frac{dh}{db} + \frac{1}{b} = 0;$$

$$\frac{dh}{db} + \frac{v}{g} \frac{dv}{db} = 0.$$

Розв'язання системи рівнянь (2.109) дозволяє встановити характер залежності швидкості глибини потоку від його ширини:

$$\frac{dv}{db} = \frac{v}{b(Fr - 1)};$$

$$\frac{dh}{db} = \frac{h}{b} \frac{Fr}{1 - Fr}.$$

При спокійному стані потоку ($Fr < 1$) його розширення викликає зменшення швидкості і збільшення глибини. При бурхливому стані ($Fr > 1$) – розширення потоку викликає збільшення швидкості і зменшення глибини.

Розглянемо докладніше взаємодію спокійних і бурхливих потоків з боковими стінками, які мають складні обриси у плані.

Якщо спокійний потік зустрічає на своєму шляху перешкоду у вигляді злому бокової стінки, то точка злому виступає у ролі джерела збурення вільної поверхні. Хвилі збурення поширюються на весь потік. В результаті відбувається плавна перебудова поля швидкостей і лінії току плавно огинають внутрішній кут. Звуження спокійного потоку супроводжується певним збільшенням швидкості і зменшення його глибини.

Якщо подібна перешкода зустрічається на шляху бурхливого потоку ($Fr > 1$), то його реакція буде зовсім іншою. З точки злому виходить коса хвиля збурення (рис. 2.3) під кутом $\alpha = \arcsin(1/\sqrt{Fr})$ до початкового напрямку потоку. До косої хвилі збурення бурхливий потік ніяк не реагує на злом стінки. Незначне звуження потоку за хвилею збурення приводить до зменшення швидкості і збільшення глибини.

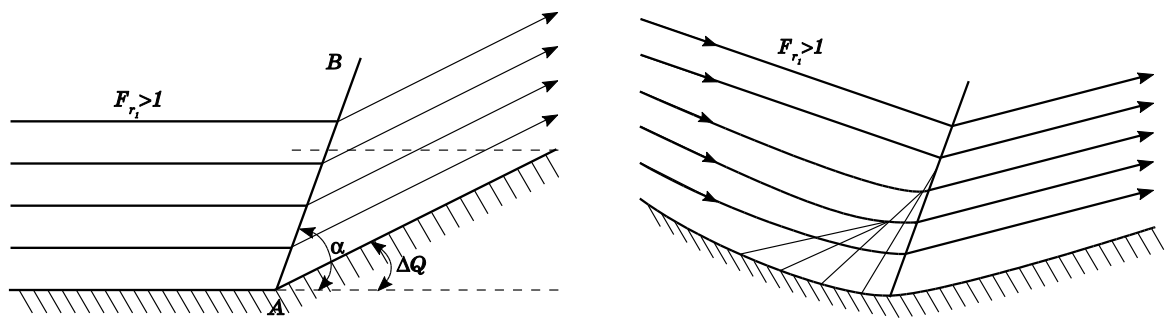


Рис. 8.1. Коса хвиля збурення

Криволінійну стінку можна розглядати як граничний випадок ламаної, коли відстань між точками злому і кути в них наближаються до нуля. Тоді з таких точок будуть виходити лінії підвищення (рис. 2.3). Ці лінії на певній відстані від стінки об'єднуються, посилюються і утворюють косу хвилю підвищення. Якщо ці лінії перетинаються в одній точці, то потік здійснює плавний поворот із монотонним змінням глибини.

За косою хвилею підвищення бурхливий потік переходить або у спокійний стан, або лишається бурхливим. Якщо бурхливий потік переходить у спокійний стан, то косу хвилю підвищення називають косим гідралічним стрибком.

Розглянемо спокійний потік, який обтікає опуклу криволінійну стінку. До певного перерізу він повинен звужуватись зменшуючи глибину і відповідно тиск у нижніх шарах. За цим перерізом потік розширюється глибина і тиск зростає к напрямку руху. Швидкості біля стінки малі, тому градієнт тиску, спрямований проти швидкості, розвертає потік у протилежному напрямку. Біля стінки утворюється циркуляційна зона, а основний потік відривається від стінки (рис. 2.4).

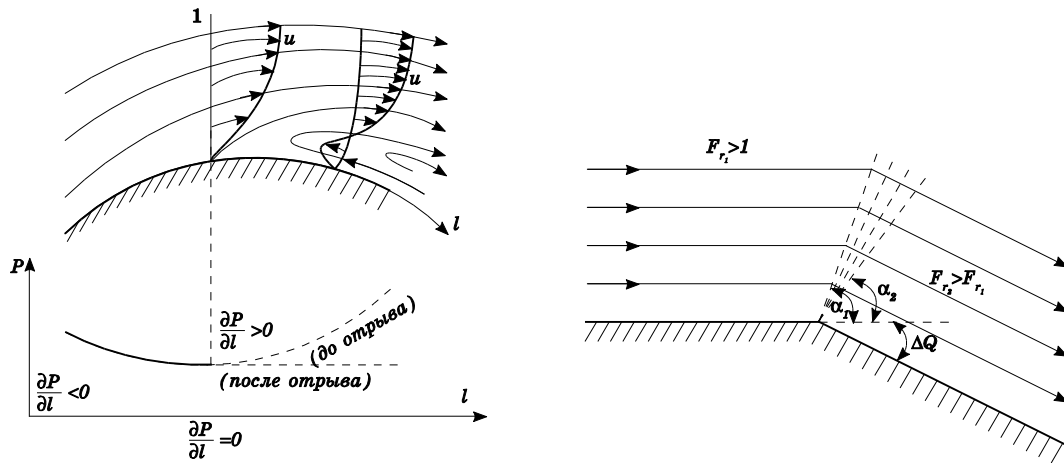


Рис.8.2. Обтікання опуклості спокійним і бурхливим потоком

Розглянемо тепер характер обтікання бурхливим потоком криволінійної опуклої стінки (рис. 2.4). Як і раніше криволінійну стінку можна розглядати як граничний випадок ламаної, коли відстань між точками злому і кути в них прямують до нуля. Тоді з цих точок будуть виходити хвилі пониження, які охоплюють область течії між лініями пониження, які виходять під кутами $\alpha_1 = \arcsin(1/\sqrt{Fr_1})$ і $\alpha_2 = \arcsin(1/\sqrt{Fr_2})$. Хвилі пониження будуть вироджуватись у лінії пониження. Відповідно бурхливий потік буде плавно обтікати стінку, збільшуючи швидкість і зменшуючи глибину.

У даному випадку тиск буде зменшуватись вздовж потоку, тобто причина відриву основного потоку від стінки відсутня. Більш докладніші дослідження показують, що безвідривне обтікання опуклої стінки можливе, якщо кут повороту не перевищує певного максимального значення, яке залежить від числа Фруда до і після повороту.

6. Приклади неусталених потоків у відкритих руслах

Неусталений рух є найбільш загальним видом руху. Він характеризується зміненням параметрів руху в точках простору, занятого рідиною, у часі.

Зазвичай неусталений рух виникає при змінні у певному створі умов протікання. Це змінення є збуренням, яке викликає хвилі, що рухаються вгору і вниз по течії. Тому неусталений рух у від-

критих руслах називають також хвильовим. Особливістю цього хвильового руху є його здатність переносити значні об'єми води, тому хвилі у відкритих руслах називають хвилями переміщення.

Хвилі переміщення ділять на безперервні і перервні, а сам неусталений рух на повільнозмінний і швидкозмінний.

Безперервні хвилі переміщення мають малу кривизну повздожнього профілю. Довжина хвилі у кілька разів перевищує глибину потоку. Параметри потоку змінюються повільно як у часі, так і вздовж хвилі.

Перервні хвилі виникають при швидкій появі збурення і характеризуються значною кривизною повздожнього профілю, а також швидкою зміненою у часі параметрів потоку.

У кожній хвилі переміщення можна відокремити фронт хвилі, тобто її передню частину, що переміщується з певною швидкістю, яку називають хвильовою. За фронтом розташоване тіло хвилі, де змінення параметрів потоку відбувається повільніше, ніж у фронті.

При поширенні хвилі по течії вона називається прямою, проти течії – зворотною. При зростанні рівня води хвиля називається додатною, при зменшенні – від'ємною.

Існують чотири основні форми хвиль переміщення.

Пряма додатна, або хвиля наповнення (рис. 2.5), виникає внаслідок збільшення витрати у початковому перерізі при підвищенні рівня у водоймі, яка живить потік. У кожному створі глибина і швидкість з часом збільшуються, а вздовж потоку – зменшуються.

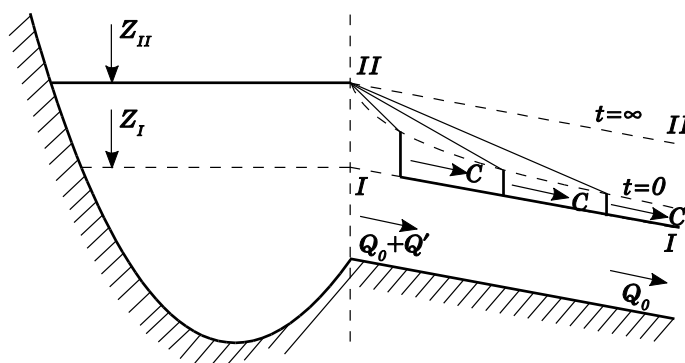


Рис.8.3. Хвиля поповнення

Пряма від'ємна хвиля, або хвиля відливу (рис. 2.6), утворюються внаслідок зменшення витрати у початковому перерізі при

зниженні рівня у водоймі. У кожному створі глибина і швидкість з часом зменшується, а вздовж потоку - збільшується.

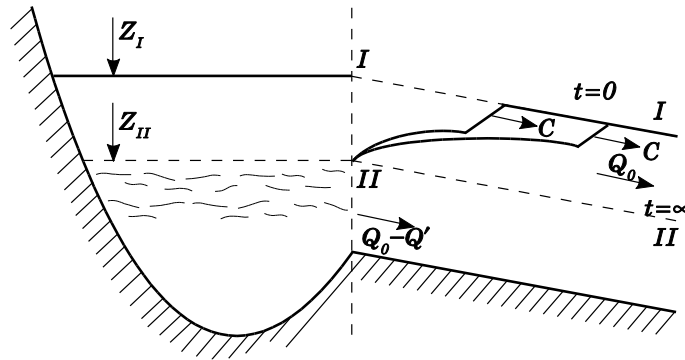


Рис. 8.4. Хвиля відпливу

Зворотна додатна хвиля, або хвиля підпору (рис. 2.7), виникає внаслідок зменшення витрати у кінцевому перерізі при підвищенні рівня. У хвилі підпору глибина збільшується як у часі, так і вздовж потоку, а швидкість зменшується.

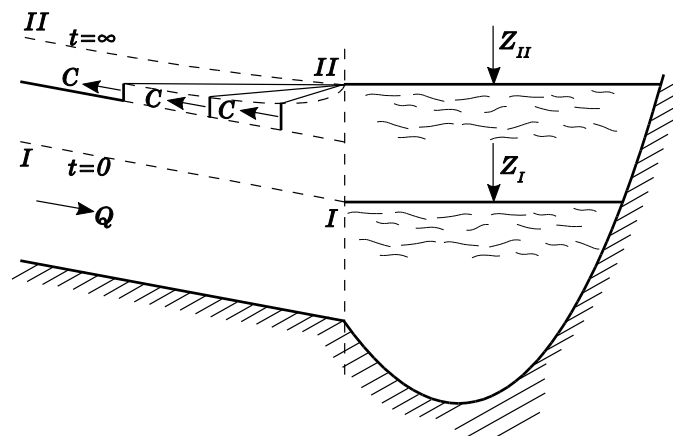


Рис. 8.5 Хвиля підпору

Зворотна від'ємна хвиля, або хвиля зливу (рис. 2.8), виникає при збільшенні витрати у кінцевому перерізі при зниженні рівня. У хвилі зливу глибина зменшується у часі і вздовж потоку, а швидкість збільшується.

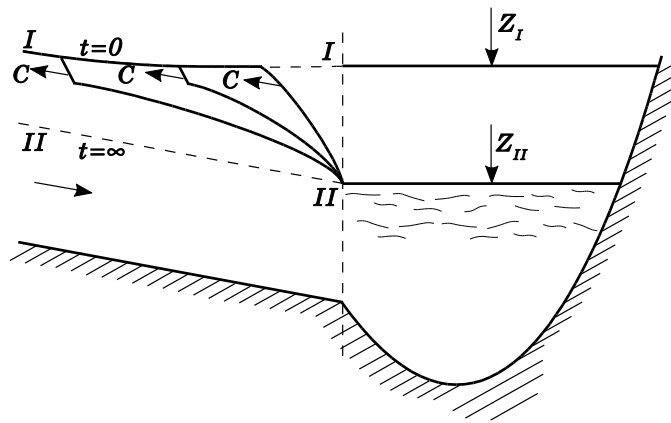


Рис. 8.6. Хвиля зливу

7. Рівняння неусталеного повільнозмінного руху води у відкритих руслах

Неусталений рух у відкритому руслі описується диференціальними рівняннями нерозривності і руху.

Зазвичай при розгляданні питань неусталених рухів вважають, що $\alpha = \alpha_0 = 1$, тому рівняння неусталеного повільнозмінного руху враховуючи формулу Шезі можна записати у вигляді:

$$i - \frac{dh}{dl} = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{Q^2}{K^2};$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial l}.$$

Ці рівняння були вперше одержані А. Сен-Венаном у 1871 році і носять його ім'я.

В результаті розв'язання рівнянь Сен-Венана знаходяться дві функції $Q = Q(l, t)$ і $\omega = \omega(l, t)$, по яким визначаються змінення витрати часі у будь-якому створі потоку і будується миттєвий профіль вільної поверхні в будь-який момент часу.

Лекція 9. Фільтраційні потоки. Рух ґрунтових вод

1. Основні поняття і визначення

На роботу дорожньо-транспортних, аеродромних та інших споруд части суттєво впливають ґрунтові води. Тому вивчення особливостей руху потоків такого роду, розробка методів їх гідравлічного розрахунку відносять до важливих проблем гідравліки.

Ґрунтові води відносять до підземних вод, тобто вод що знаходяться у товщі земної кори у газоподібному, рідкому і твердому стані і заповнюють різноманітні пустоти: пори, тріщини, каверни тощо. Підземні води є складовою частиною гідросфери і перебувають у тісному зв'язку з атмосферними опадами та поверхневими водами, утворюючи одну з ланок круговороту води в природі.

Щодо розподілу підземних вод у вертикальному розрізі верхню частину земної кори поділяють на дві зони: аерації і насичення. Зона аерації – крайня верхня частина земної кори; вона характеризується наявністю атмосферного повітря і водяної пари в пустотах порід, що її складають, і частковим заповненням цих пустот гравітаційною водою. В зоні аерації знаходяться води ґрунтового шару і верховодка у вигляді окремих лінз, проверстків і пропластків на поверхні водотривких порід. Зона насичення характеризується тим, що пори, тріщини та інші пустоти цілком заповнені гравітаційною водою. В цій зоні знаходяться ґрунтові води і між пластові води.

Умови залягання підземних вод і поширення їх по площі та у вертикальному розрізі, формування водоносних горизонтів, міра і характер обводненості територій визначаються комплексом факторів, серед яких основне місце займають кліматичні, гідрологічні та геологічні.

При наявності джерел живлення залягання підземних вод значною мірою визначається геологічною будовою місцевості: структурою і літологічним складом гірських порід. Внаслідок того, що водопроникні і водотривкі породи розташовані в земній корі по черзі, виникають умови вільних вод у товщі водопроникних гірських порід, які розташовані між водотривкими. У цих умовах на різних глибинах від поверхні землі формуються водоносні шари, або водо-

носні горизонти, під якими розуміють насичені водою водопроникні шари гірських порід.

Якщо при проходженні водоносного горизонту колодязем, шурфом або свердловиною вода в них залишається на тому ж рівні, на якому вона знаходиться в породі, то цей водоносний горизонт називають водоносним горизонтом з вільною поверхнею. Якщо в свердловині, яка перетинає водотривку породу, рівень води встановлюється вище нижньої поверхні водотривкого шару, то води, які заповнюють водопроникну породу, знаходяться під тиском і водоносний горизонт називають напірним водоносним горизонтом.

Підземні води за ступенем інтенсивності руху і водообміну з поверхневими водами поділяють на води активного і повільного водообміну. Нижня границя зони активного водообміну знаходиться на рівні базису ерозії малих і середніх рік. У цій зоні формуються ґрунтові і міжпластові води, безнапірні і з місцевим напором. Ці води дренуються річковими долинами і котловинами, являють собою джерело живлення річок і озер. Глибше розташовані води повільного водообміну.

Ґрунтові води у вузькому розумінні – це гравітаційні води першого від поверхні постійного водоносного горизонту. Залежно від характеру залягання гірських порід розрізняють ґрунтовий потік і ґрунтовий басейн. Ґрунтовий потік на відміну від ґрунтового басейну має похил вільної поверхні, достатній для виникнення горизонтального стоку. Води, які залягають між двома водотривкими горизонтами, називають міжпластовими водами.

Площа поширення ґрунтових вод майже завжди збігається з площею їх живлення, тобто з областю, в межах якої води атмосферних опадів можуть поповнювати запаси ґрунтових вод.

Поповнення запасів ґрунтових вод відбувається в результаті просочування води в ґрунт. Просочування – це процес вертикального проникнення вологи в ґрунт. Він складається з двох стадій: увібрання (інфільтрації) і фільтрації. Обидві стадії є різновидами руху рідини в пористому середовищі. Інфільтрація – це плівкове і капілярне переміщення води. При повному насиченні всіх пор починається фільтрація – це, як правило ламінарний, рух води переважно під дією сил тяжіння. У ґрунті завжди є пустоти, тріщини, ходи корін-

ної системи рослин, за якими вода з поверхні ґрунту може проникати у крапельному і струмковому вигляді.

Ґрунтові води формуються на міжрічкових масивах, в алювіальних відкладах річкових долин; накопичення їх спостерігається в областях льодовикових відкладів, у міжгірських западинах і котловинах, в областях поширення карсту.

Рух ґрунтових вод є безнапірним і має вільну (депресійну) поверхню з атмосферним тиском на ній. Рух міжпластових вод може бути напірним. При напірному русі потік зверху обмежений водотривким шаром ґрунту. Тиск на цій границі перемінний і перевищує атмосферний.

При відомій витраті Q через живий переріз фільтраційного потоку дійсна середня швидкість у порах, які займають загальну площу ω_n визначається за формулою

$$u = \frac{Q}{\omega_n}.$$

Але при вивченні руху ґрунтових вод частіше використовують поняття швидкості фільтрації через весь переріз, зайнятий не тільки порами, але й зернами ґрунту, площею ω

$$v = \frac{Q}{\omega}.$$

Дійсна швидкість і швидкість фільтрації пов'язані коефіцієнтом пористості

$$p = \frac{\omega_n}{\omega}$$

очевидним співвідношенням

$$v = pu.$$

Введення швидкості фільтрації веде до заміни дійсного потоку ґрунтових вод уявним, який заповнює весь простір і рухається з швидкістю фільтрації. Цей умовний потік може бути рівномірним, нерівномірним плавнозмінним і різкозмінним.

Режим руху ґрунтових вод може бути ламінарним, наприклад, у піщаних і глинистих ґрунтах, і турбулентним – у галечнику, камінні.

Можна вважати, що ламінарна фільтрація має місце за умови

$$Re = \frac{vd}{\nu} < 6,$$

де d - середній діаметр зерен ґрунту.

2. Закон ламінарної фільтрації, рівняння рівномірного руху ґрунтових вод

При ламінарному русі ґрунтових вод гідродинамічний похил повинен бути пропорційним швидкості фільтрації, тому він підкоряється так званому основному закону ламінарної фільтрації, який записується формулою Дарсі

$$v = kI,$$

де k - коефіцієнт ламінарної фільтрації; I - гідродинамічний похил.

При безнапірному рівномірному русі потужність водоносного шару h_0 не змінюється вздовж потоку, похил вільної поверхні збігається з похилом водотриву i , тому рівняння рівномірного потоку можна записати у вигляді

$$v = ki.$$

Витрата через живий переріз ґрунтового потоку при рівномірному русі визначається за формулою

$$Q = k\omega i.$$

Грунтовий потік зазвичай має велику ширину b , тому його переріз можна вважати прямокутним і в останній формулі зручно перейти до питомої витрати

$$q = \frac{Q}{b} = kh_0 i.$$

3. Рівняння нерівномірного плавномірного руху ґрунтових вод

Рівняння нерівномірного плавномірного руху ґрунтових вод можна одержати з аналогічного рівняння для поверхневих вод у відкритих руслах зважаючи на те, що при відносно малій швидкості фільтрації питомою кінетичною енергією можна знехтувати порівняно з потенційною. Підставляючи $E = h$ у відповідне рівняння одержимо

$$\frac{dh}{dl} = i - I.$$

Використовуючи формулу Дарсі, матимемо остаточний вигляд рівняння нерівномірного плавномірного руху ґрунтових вод

$$Q = k\omega \left(i - \frac{dh}{dl} \right).$$

У випадку додатного похилу водотриву останньому рівнянню можна надати іншого вигляду, якщо перейти до питомої витрати і використати рівняння рівномірного руху. Після скорочення одержуємо

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{h - h_0}{h}.$$

Оскільки до рівняння не входить коефіцієнт фільтрації, можна зробити висновок: форма вільної поверхні ґрунтового

потіку при додатному похилі водотриву не залежить від характеристик ґрунту, а визначається тільки граничними умовами.

Там, де ґрунтовий потік виходить з водоносного шару (потужність шару наближається до нуля), його рух становиться плавнозмінним. Це відбувається, наприклад, у випадку, коли поверхня депресії перетинає схил річки вище рівня вільної поверхні. Стікаючи по стінці, вода, що профільтровується, може викликати руйнування берегів.

4. Аналіз форм кривих депресії

Аналіз рівняння нерівномірного плавнозмінного руху ґрунтових вод виконується так само, як і для відкритого потоку.

При горизонтальному водотриві, тобто при $i = 0$, одержуємо рівняння плавнозмінного руху у вигляді

$$\frac{dh}{dl} = -\frac{q}{kh}.$$

У цьому випадку існує лише зона b , де має місце крива спаду, яка з одного боку асимптотично наближається до горизонтальної прямої, а з іншого – підходить до дна під кутом 90° .

При $i < 0$ також існує лише зона b , де має місце крива спаду, яка підкоряється рівнянню

$$\frac{dh}{dl} = i - \frac{q}{kh}.$$

5. Побудова кривої депресії

Для інтегрування рівняння нерівномірного руху ґрунтових вод можна скористатися методом розділення змінних.

У випадку $i > 0$ одержуємо

$$dl = \frac{h}{i(h - h_0)} dh = \frac{1}{i} \left(dh + h_0 \frac{dh}{h - h_0} \right).$$

Після інтегрування в межах ділянки довжиною l , обмеженою перерізами з глибинами h_1 і h_2 одержуємо

$$l = \frac{1}{i} \left(h_2 - h_1 + h_0 \ln \frac{h_2 - h_0}{h_1 - h_0} \right).$$

У випадку $i = 0$ одержуємо формулу

$$l = \frac{k}{2q} (h_1^2 - h_2^2).$$

Таким чином, крива депресії являє собою параболу.

6. Горизонтальний і вертикальний дренаж

Пониження рівня ґрунтових вод з метою осушення котлованів, полотна транспортних магістралей, земельних ділянок і т. ін. здійснюється за допомогою горизонтального і вертикального дренажу.

Горизонтальний дренаж використовується при неглибокому заляганні ґрунтових вод і відносно невеликому пониженні рівня. Він може бути відкритим (траншеї, канали, лотки) і закритим (труби, галереї). Горизонтальний дренаж може здійснюватись у вигляді одиночних дренажів або системи дренажів.

Вертикальний дренаж використовується при глибокому заляганні рівня ґрунтових вод, необхідності значного пониження рівня при великій потужності водоносного шару. Вертикальні дрени – колодязі і свердловини – використовуються в якості джерел водопостачання.

Дрени і дренажні колодязі можуть бути досконалими і недосконалими (висячими). Досконалими називаються дрени, дно яких розташоване на водотриві. Ґрунтова вода надходить до них тільки через бокові стінки. Недосконалі дрени розташовані в масиві водопроnikного ґрунту. Їх живлення здійснюється не тільки через бокові стінки, але й через дно.

Фільтраційні розрахунки дренажу здебільшого зводяться до визначення витрати притоку ґрунтових вод і побудови кривої депресії.

В якості прикладу розглянемо поодинокую прямокутну досконалий дренаж на горизонтальному водотриві. Рух ґрунтових вод у водопроникному шарі у цьому випадку плоске і симетричне у вертикальній площині, нормальній до вісі дренажу. Проведемо вісь ординат через стінку дренажу. Рівняння кривої депресії буде мати вигляд

$$h^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} x,$$

де h_0 - глибина води в дренажі; h - глибина фільтраційного потоку у довільному перерізі на відстані x від стінки дренажу.

Питома витрата знаходиться з умови, що на певній відстані від дренажу її вплив на рівень ґрунтових вод практично непомітний. Тоді

$$q = \frac{k}{2L} (H^2 - h_0^2),$$

де H - потужність водоносного шару; L - довжина впливу дренажу, яку можна визначити за формулою

$$L = \frac{H - h_0}{J_{\text{сер}}}.$$

Середнє значення похилу кривої депресії $J_{\text{сер}}$ залежить від крупності ґрунту. Для щільної глини він дорівнює 0,15; для глинистих ґрунтів – 0,1; для піщано-глинистих ґрунтів – 0,05-0,1; для піщаних ґрунтів 0,005-0,015.

При довжині дренажу l_0 повна витрата з урахуванням притоку з обох сторін дорівнює

$$Q = 2ql_0.$$

В якості іншого прикладу розглянемо розрахунок досконалого дренажного колодязя.

Якщо з досконалого дренажного колодязя круглого перерізу почати відкачувати воду із сталою витратою Q , то рівень води в ньому почне знижуватись. В результаті виникне радіальний рух ґрунтових вод, який через певний час стабілізується і глибина води в колодязі стане рівною h_0 . Рух фільтраційного потоку при однорідному ґрунті і горизонтальному водотриві осесиметричний, тобто на відстані r від осі колодязя всі параметри потоку будуть однаковими у всіх напрямках. Його живими перерізами будуть бокові поверхні концентричних циліндрів площею

$$\omega = 2\pi rh.$$

В радіальному напрямку гідравлічний похил

$$J = \frac{dh}{dr}.$$

З урахуванням цього витрата ґрунтових вод, що поступають у колодязь, визначається за формулою

$$Q = 2\pi rh \frac{dh}{dr}.$$

Розділюючи змінні і виконуючи інтегрування, одержуємо

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{r_0},$$

де r_0 - радіус колодязя.

Витрата знаходиться з умови, що на відстані R , де вплив колодязя практично не відчувається, глибина потоку дорівнює потужності водоносного шару, тобто

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h_0^2}{\ln(R/r_0)}.$$

Відстань R називають радіусом впливу колодязя і може бути визначеним за формулою Зіхарда

$$R = 3000(H - h_0)\sqrt{k}.$$

Лекція 10. Водозливи. Спрягаючі споруди

1. Водозливи, основні означення

Перешкода в потоці, через яку відбувається перелив рідини, називається водозливом. В практиці дорожнього будівництва зазвичай такою перешкодою є гідротехнічна споруда. Перед спорудою відбувається гальмування потоку, яке супроводжується збільшенням рівня і накопичення потенційної енергії. За спорудою відбувається перехід потенційної енергії в кінетичну і подальше її розсіювання.

Водозливи у вигляді стінки (порога) називають водозливами з порогом. Споруди, які не мають порогу, а стискають потік у плані називають водозливами без порогу.

Водозлив (рис. 4.1) характеризується наступними основними геометричними розмірами: шириною водозливного отвору b , товщиною стінки водозливу δ , висотою порогу водозливу P .

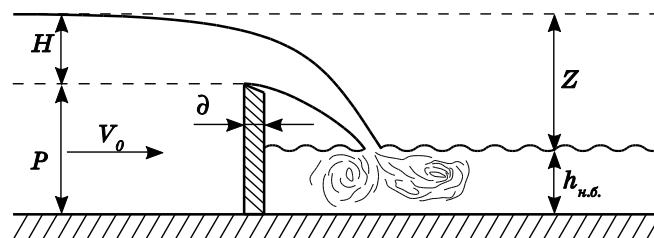


Рис. 10.1. Водозлив з тонкою стінкою

Гребінь водозливу це лінія, проведена по точкам водозливу, які мають найбільші відмітки.

Частина потоку, розташована вище по течії від водозливу, називається верхнім б'єфом, а нижче по течії – нижнім б'єфом.

Геометричним напором H називається різниця відміток гребня водозливу і вільної поверхні у верхньому б'єфі на відстані $(3 \div 5)H$ від стінки водозливу, де рух плавнозмінний. Середня швидкість потоку у відповідному живому перерізі v_0 називається швидкістю підходу. Повним напором (з урахуванням швидкості підходу) називають величину

$$H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}.$$

Геометричний перепад Z на водозливі це різниця відміток вільної поверхні в верхньому і нижньому б'єфах у перерізах, де впливом водозливу на форму вільної поверхні можна знехтувати.

Перепад з урахуванням швидкості підходу дорівнює сумі геометричного перепаду і швидкісного напору:

$$Z_0 = Z + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}.$$

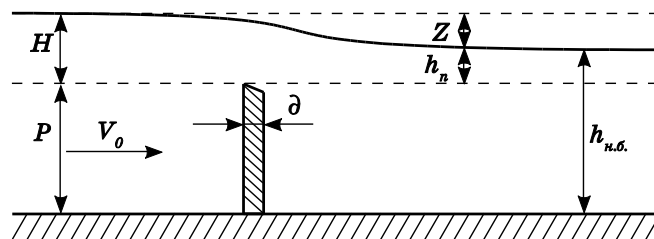


Рис. 10.2. Затоплений водозлив

Глибиною підтоплення називають різницю відміток рівня води в нижньому б'єфі і гребня водозливу (рис. 4.2)

$$h_n = h_{н.б.} - P_{н.б.}.$$

2. Класифікація водозливів

Водозливи відрізняються значною різноманітністю, тому класифікуються по різноманітним признакам.

Залежно від відносної товщини стінки, яка визначає характер переливу потоку, водозливи діляться на:

водозливи з тонкою стінкою, при переливі через які потік відривається від гребня. Товщина стінки не впливає на форму струменю. Споруди цього типу мають або загострений гребень, або малу товщину стінки при плоскому горизонтальному гребні ($\delta/H < 0,67$);

водозливи з широким порогом (рис. 4.3), при переливі над якими існує ділянка з плавномінним рухом. Це має місце при відносній товщині порога $\delta/H > (2 \div 3)$. Певні дорожні водопропускні споруди, наприклад безнапірні труби, навіть, при відносній довжині $L/H > 50$ працюють по схемі водозливу з широким порогом;

водозливи практичного профілю характеризуються відношенням $0,67 < \delta/H < (2 \div 3)$.

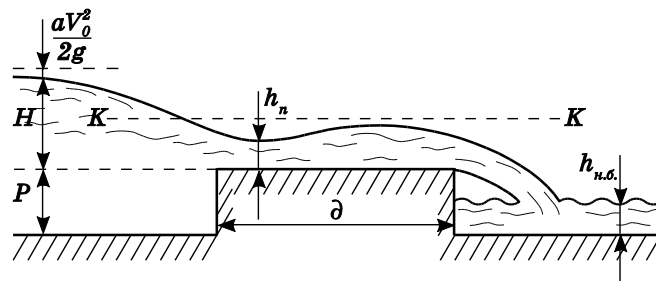


Рис. 10.3. Водозлив з широким порогом

По характеру спряження з нижнім б'єфом водозливи діляться на:

непідтоплені, коли параметри потоку в нижньому б'єфі не впливають на пропускну здатність водозливу;

підтоплені (рис. 4.2), коли пропускна здатність водозливу залежить від рівня води в нижньому б'єфі.

3. Формула пропускної здатності прямокутного водозливу

Основною метою при розрахунку водозливу є визначення залежності його пропускної здатності від напору $Q = Q(H)$.

Пропускна здатність пропорційна ширині отвору b , а також залежить від повного напору H_0 (з урахуванням швидкості підходу v_0) і прискорення вільного падіння g . За теорією розмірностей залежність витрати від цих величин повинна бути представленою у наступному вигляді:

$$Q = Mbg^x H_0^y,$$

де M - безрозмірний коефіцієнт пропорційності; x і y - невідомі показники.

Розмірності лівої і правої частини останнього рівняння повинні бути однаковими:

$$L^3T^{-1} = L(LT^{-2})^x L^y.$$

Показники степенів повинні задовольняти рівнянням

$$3 = 1 + x + y;$$

$$-1 = -2x.$$

Розв'язок системи рівнянь $x = 0,5$; $y = 1,5$. Тому формулу для пропускної здатності прямокутного водозливу можна записати у вигляді

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2},$$

де $m = M / \sqrt{2}$ коефіцієнт витрати водозливу, який залежить від типу стінки, відносної висоти порогу P/H та інших факторів.

Вплив бокового стиснення і підтоплення водозливу з боку нижнього б'єфу враховується введенням у формулу відповідно коефі-

цієнта бокового стиснення $\varepsilon \leq 1$ і коефіцієнта підтоплення $\sigma_n \leq 1$, тобто

$$Q = m\varepsilon\sigma_n b\sqrt{2g}H_0^{3/2}.$$

4. Спряження б'єфів і спрягаючі то споруди

Траси доріг часто прокладаються в гірській і передгірській місцевості, перетинають рівчаки, річки і тощо. У подібних умовах на крутих ділянках каналів, які розташовані вздовж доріг і перетинають їх, передбачають спеціальні спрягаючі і водобійні споруди.

Спрягаючими називають споруди, які з'єднують елементи системи водовідведення на крутих ділянках. Значний похил і перепад рівнів викликає різке збільшення кінетичної енергії потоку. Це може призвести до розмивів і руйнуванню конструкцій. Спрягаючі споруди будуються для укріплення і скорочення довжини ділянок можливого розмиву.

В дорожньому будівництві із спрягаючих споруд найчастіше використовуються одно- і багатоступінчасті перепади, швидкотоки і консольні скиди.

Спряженням б'єфів називають явище переходу потоку з верхнього б'єфу – ділянки водотоку до споруди в нижній – ділянки водотоку за спорудою. Розрахунок спряження б'єфів – одна з найважливіших інженерних задач, яка охоплює комплекс питань від з'ясування форм спряження і до визначення розвиваючої здатності потоку і типу укріплення русла. Найбільшу зацікавленість викликає спряження б'єфів гідравлічним стрибком. Це пов'язано із здатністю стрибка ефективно гасити кінетичну енергію.

Розрахунок споруд дорожнього водовідведення вимагає певної послідовності дій. По-перше, необхідно з'ясувати принципи за якими визначаються їх геометричні характеристики і за потреби задати необхідними значеннями. По-друге, проаналізувати структуру потоку, відокремити ділянки рівномірного, плавно змінного і різко змінного руху, виділити перерізи, в яких потік має найменшу глибину, тобто найбільшу швидкість і, відповідно, найбільшу руйнівну здатність. По-третє, визначити тип і місце укріплення русла. При

необхідності призначити додаткові елементи, наприклад, гасителі енергії.

5. Перепади

Перепадами називають споруди, які з'єднують ділянки потоку сходами. Залежно від кількості сходин перепади бувають одноступінчастими і багатоступінчастими.

Перепади повинні вписуватись в профіль місцевості, тобто відношення висоти сходин до їх довжини повинно дорівнювати похилу місцевості. Кількість сходин назначають в результаті техніко-економічного аналізу варіантів. Великі похили місцевості потребують віддавати перевагу варіантам з найменшою можливою довжиною сходин. Щоб уникнути великих швидкостей, висоту окремих сходин в системах дорожнього водовідведення назначають 0,3-0,5 м, інколи до 1 м.

Для облегшення будівництва багатоступінчасті перепади проєктують так, щоб розміри всіх сходин були однаковими. Довжина сходин визначається з таким розрахунком, щоб в кінці кожної сходини енергія потоку була мінімальною (поверхня потоку перетинала лінію критичних глибин).

Складовими елементами одноступінчастого перепаду є: вхідна частина, яка виконується часто у вигляді водозливу практичного профілю або з широким порогом, стінка падіння, зазвичай вертикальна, і вихідна ділянка водобій (водобій).

Гасіння енергії на перепаді досягається різними способами: за рахунок тертя на водобії, інколи з штучною шорсткістю, і в гідравлічному стрибку. Водобійні колодязі і стінки на ступенях дозволяють скоротити довжину водобою за рахунок затоплення гідравлічного стрибка.

Гідравлічний розрахунок одноступінчастого перепаду зводиться до розрахунку вхідної і вихідної частини (рис. 4.6).

Вхідна частина перепаду зазвичай має похил дна менший критичного. При розрахунку вхідної частини необхідно визначити ширину перепаду b_n (якщо його переріз відрізняється від перерізу русла), глибину потоку над стінкою перепаду h_n , швидкість потоку над

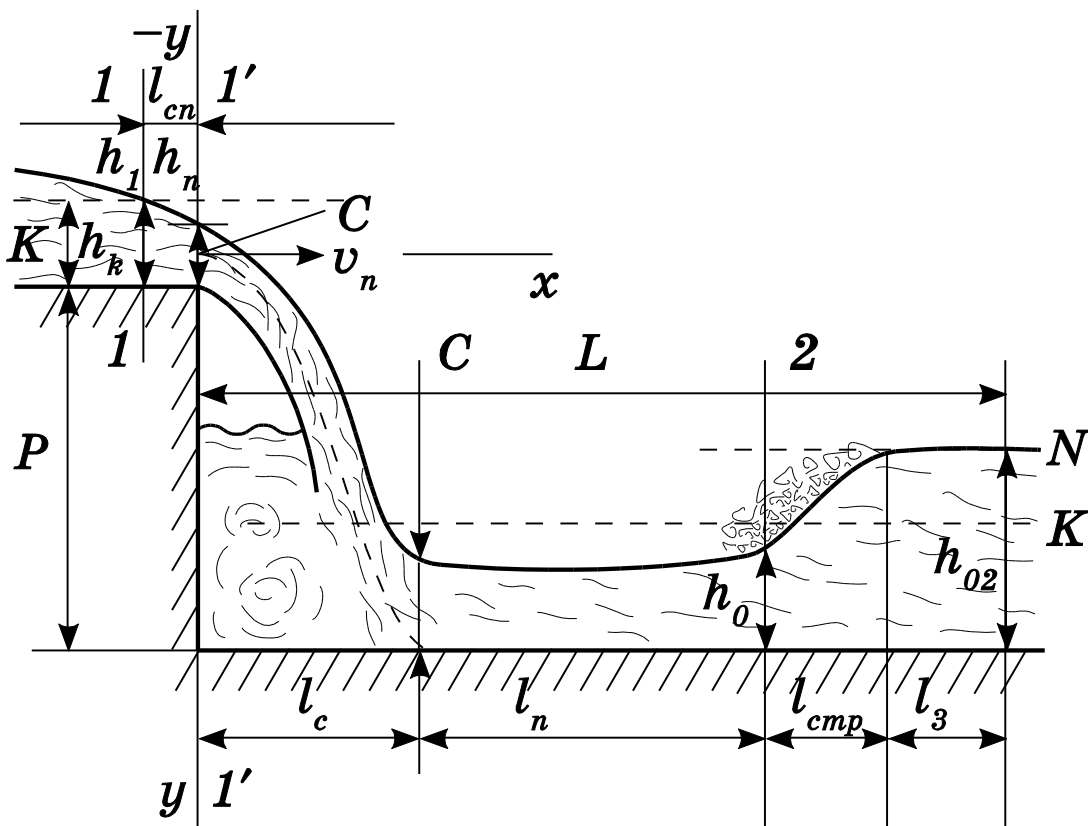


Рис. 10.4. Одноступінчастий перепад

Якщо вхідна частина перепаду має ту саму форму і той самий переріз, що й русло, то безпосередньо перед стінкою падіння поверхня потоку перетинає лінію критичних глибин і виникає водоспад. Критична глибина визначається з рівняння критичного стану одним з розглянутих раніше методів, а глибина на стінкою падіння, по даним Попова, можна прийняти: для прямокутного перерізу $h_n = 0,7h_k$, а для трапецеїдального - $h_n = (0,7 \div 0,8)h_k$.

При відомій глибині і формі перерізу русла можна визначити швидкість над стінкою перепаду, підібрати тип і довжину укріплення русла перед стінкою падіння.

Якщо переріз перепаду відрізняється від перерізу русла, то вхідну частину розраховують як водозлив з широким порогом при $(2 \div 3)H \leq \delta \leq 8H$ і як водозлив практичного профілю при

$\delta \leq (2 \div 3)H$. Ширину перепаду визначають виходячи з умови підтримання у верхньому б'єфі наданої глибини h :

$$b_n = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H_0^{3/2}},$$

де $H_0 = h + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ - напір з урахуванням швидкості підходу v_0 ; m -

коефіцієнт витрати, який для водозливів практичного профілю приблизно дорівнює 0,42, а для водозливів з широким порогом 0,36.

Розрахунок вихідної ділянки залежить типу спряження б'єфів. Якщо похил дна на вихідній ділянці більше критичного, то має місце безстрибкове спряження б'єфів, а якщо менше критичного, то стрибкове.

При безстрибковому спряженні розрахунок вихідної ділянки зводиться до визначення типу укріплення водобою по швидкості у стиснутому перерізі (якщо має місце крива підпору типу II-в із швидкостями більшими, ніж при рівномірному русі) або по швидкості рівномірного руху (при увігнутій кривій спуду II-б).

При стрибковому спряженні тип укріплення вихідної ділянки визначається по швидкості у стиснутому перерізі, тобто в місці, де падаючий потік стикається з дном і має найменшу глибину. Глибина потоку в стиснутому перерізі h_c завжди менше критичної і в загальному випадку визначається з рівняння

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha v_c^2}{2g\phi^2}.$$

Швидкість потоку у стиснутому перерізі v_c визначається за формулою

$$v_c = \frac{Q}{\omega_c},$$

де ω_c площа стиснутого перерізу.

Питома енергія потоку у верхньому б'єфі відносно дна нижнього б'єфа

$$T_0 = P + h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g},$$

де P - висота перепаду; h_0 - нормальна глибина потоку в верхньому б'єфі; v_0 - нормальна швидкість у верхньому б'єфі.

Коефіцієнт швидкості φ приймається по рекомендаціям Павловського: для донних отворів – $1 \dots 0,95$; для водозливів плавних форм – $1 \dots 0,9$; для водозливів грубих форм – $0,9 \dots 0,8$; для водозливів з широким порогом – $0,95 \dots 0,85$.

Для русел прямокутної форми рівняння приймає вигляд

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2h_c^2\varphi^2}.$$

За допомогою рівнянь можна визначити глибину потоку в стиснутому перерізі методом послідовних наближень.

Для русел трапецеїдальної форми порядок розрахунку такий:

1. Визначається питома енергія перерізу T_0 .
2. Знаходиться швидкість у стиснутому перерізі у першому наближенні

$$v_{c1} = \varphi \sqrt{2gT_0}.$$

3. Визначається глибина в стиснутому перерізі у першому наближенні

$$h_{c1} = -\frac{b}{m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mv_{c1}}}.$$

4. Визначається швидкість у другому наближенні

$$v_{c2} = \varphi \sqrt{2g(T_0 - h_{c1})}.$$

5. Визначається глибина у другому наближенні

$$h_{c2} = -\frac{b}{m} + \sqrt{\frac{b^2}{4m^2} + \frac{Q}{mv_{c2}}}.$$

Аналогічно проводяться розрахунки в третьому і наступному наближенні.

Для русел прямокутної форми глибина у стиснутому перерізі може бути визначена методом послідовного наближення з рівняння

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_0 - h_c}}$$

за умови, що у першому наближенні приймають $h_c = 0$.

При стрибковому спряженні б'єфів можливі три випадки: спряження по типу відігнутого стрибка, коли він починається нижче по течії від стиснутого перерізу; по типу насунутого стрибка, коли він починається в стиснутому перерізі; по типу затопленого стрибка, коли стиснутий переріз знаходиться під водою.

На післястрибковій ділянці різкозмінний потік, зазвичай, переходить в рівномірний глибиною h_0 , тому можна вважати, що більша спряжена глибина $h'' \approx h_0$. Менша спряжена глибина h' може перевищувати глибину у стиснутому перерізі, дорівнювати їй, або бути менше неї. У першому випадку (при $h' > h_c$) виникає увігнута крива підпору, на якій в результаті гальмування потоку глибина збільшується від h_c до h' , тобто стрибок відігнаний. У другому випадку (при $h' \approx h_c$) довжина кривої відгону скорочується майже до нуля, виникає насунутий стрибок. У третьому випадку (при $h' < h_c$) потік з боку русла здатен затопити стиснутий переріз, утворюється затоплений стрибок.

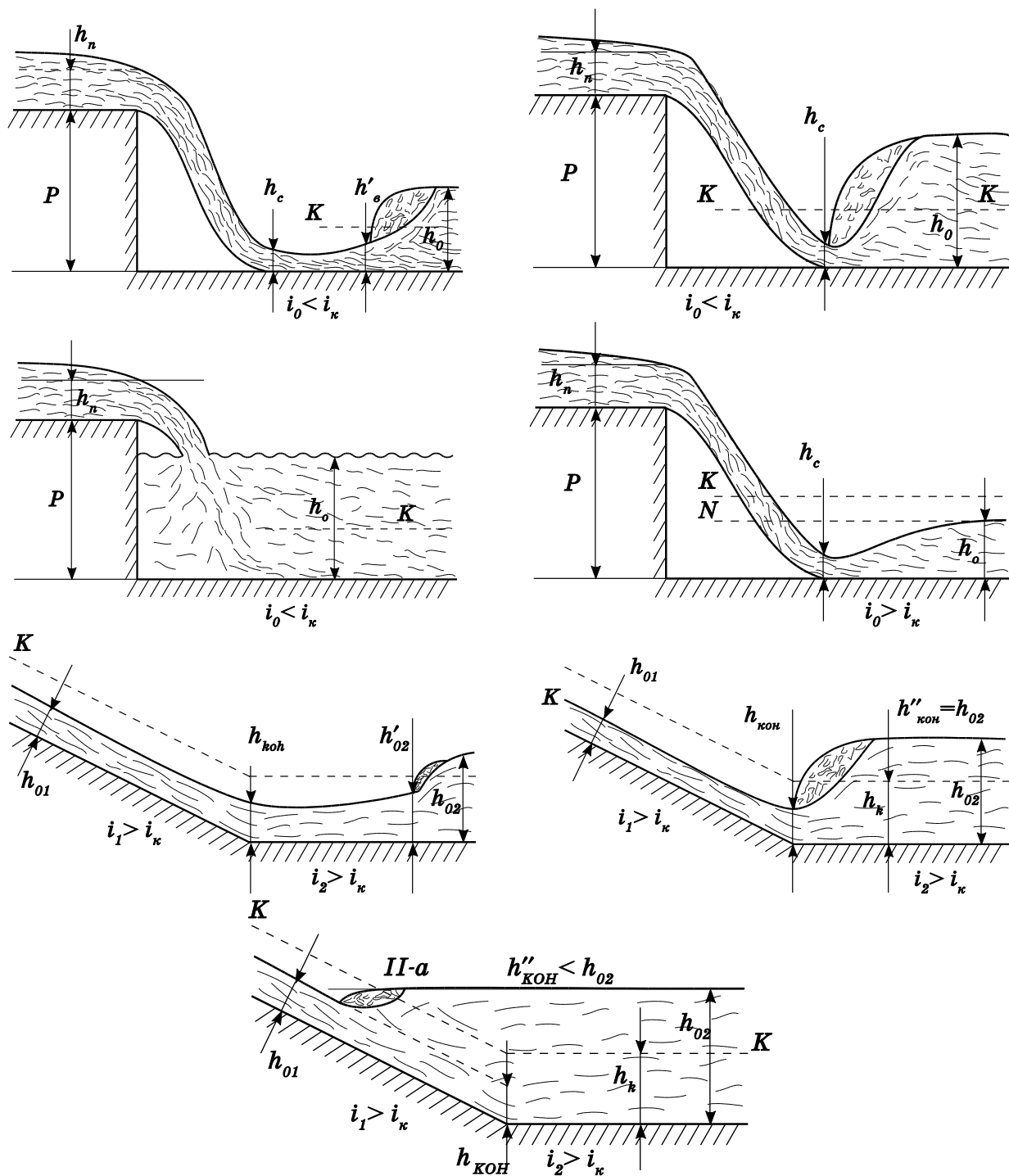


Рис. 10.5. Типи спряження б'єфів

Спряження б'єфів відігнаним гідравлічним стрибком призводить до значної довжини ділянки додаткового укріплення русла (довжини водобоя)

$$L = l_c + l_n + l_{cmp} + l_z,$$

де l_c - довжина падіння струменю (відстань від стінки перепаду до стиснутого перерізу); l_n - довжина кривої підпору; l_{cmp} - довжина стрибка; l_z - довжина запасу, яка враховує післястрибкову ділянку.

Довжина падіння струменю, як результат вільного падіння води з висоти стінки перепаду, визначається за формулою

$$l_c = v_n \sqrt{\frac{2P + h_n}{g}}.$$

Більш точно для перепадів в руслах прямокутного перерізу довжина падіння струменю визначається за формулою Константинова

$$l_c = v_n \frac{1,4P + 0,8h_c}{\sqrt{gP}} + 1,5h_c.$$

Довжина кривої підпору І-в визначається методами Павловського або Чарномського, довжину стрибка – за наведеними вище формулами, довжину запасу, зазвичай, приймають $l_z = 3h_0$.

Для скорочення довжини водобою у випадку відігнутого і насунутого стрибка рекомендується застосовувати гасителі енергії, наприклад водобійну стінку.

Розрахунок багатоступінчастого перепаду починають з визначення числа сходин N , їх висоти P , довжини l_{cx} і похилу i_{cx} . Похил сходини приймають $i_{cx} = 0,002...0,004$. Довжина сходини, висота і їх кількість пов'язані співвідношеннями:

$$l_{cx} = \frac{P}{i - i_{cx}};$$

$$P = \frac{l(i - i_{cx})}{N},$$

де l - довжина ділянки русла з похилом i .

Ширина перепаду прямокутного перерізу приймається за умови, щоб питома витрата $q \approx 0,7...1,0 \text{ м}^2/\text{с}$.

У розрахунковому випадку (максимальна глибина потоку не перевищує критичної) гідравлічний стрибок і крива спаду за ним відсутні, і тоді мінімальна довжина сходини

$$l_{cx} = l_c + l_n + l_{zl},$$

де l_c - довжина падіння струменя; l_n - довжина кривої підпору; l_{zl} - довжина ділянки зливу.

Якщо мінімальна довжина сходини буде більшою, ніж реальна, то переходять до перепадів колодезяного типу.

Перепади колодезяного типу використовують, якщо необхідно суттєво скоротити довжину сходин. В кінці кожної сходини встановлюють водобійну стінку, висота якоїзначається із розрахунку затопленого гідравлічного стрибка.

6. Швидкотоки і консольні скиди

Штучне русло з похилом більше критичного називають швидко током. Швидкотоки у вигляді лотків і каналів широко використовуються в системах дорожнього водовідведення.

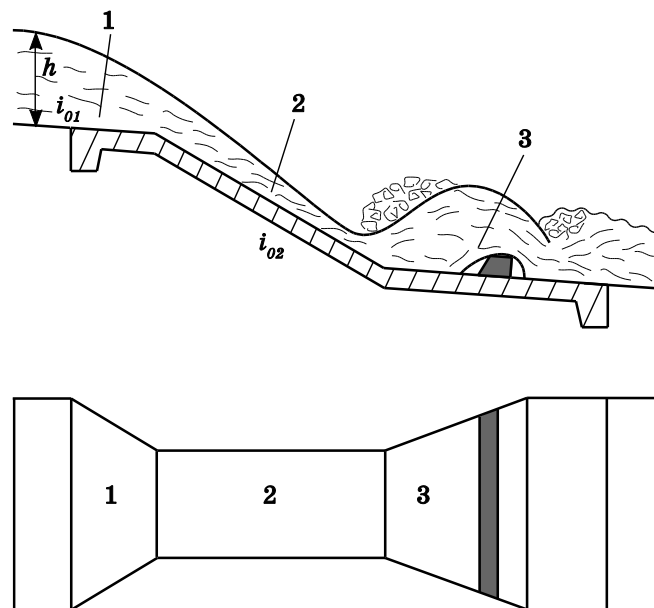


Рис. 10.6. Швидкоток

Гідравлічний розрахунок швидкотока зводиться до розрахунку вхідної частини, лотка і вихідної частини.

Вхідна частина швидкоока зазвичай має похил дна менший критичного і може бути двох основних типів.

Перший тип характеризується тим, що форма і розміри лотка швидкоока такі ж, як і вхідної частини. У цьому випадку на вхідній ділянці швидкотоку визначається глибина і швидкість потоку на зломі русла, тип додаткового укріплення на ділянці зливу. Глибина потоку в кінцевому перерізі приймається такою, що дорівнює критичній для лотка швидкотока. Якщо нормальна глибина у лотку $h_0 \leq 0,5h_k$, то глибина на зломі $h_{зл} = (0,7...0,8)h_k$. Довжина додаткового укріплення $l_1 \approx (5...6)h_k$ і не повинна бути меншою за 1 м.

Другий тип характеризується тим, що при трапецеїдальній формі перерізу русла сам лоток швидкоока має прямокутний переріз з меншою шириною дна. При проектуванні ширина дна лотка швидкоока може бути заданою або визначається з умови гідравлічно найвигіднішого перерізу по формулі Даденкова

$$b_{\text{л}} = 0,765\sqrt[5]{Q^2}.$$

Якщо ширина і форма русла відрізняється від перерізу лотка швидкотока, його вхідна частина розглядається як водозлив з широким порогом при $3h \leq \delta \leq 8h$ або як водозлив практичного профілю при $\delta < (2...3)h$. Ширина лотка швидкоока визначають з умови підтримання в верхньому б'єфі заданої глибини h :

$$b_n = \frac{q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}},$$

де $H_0 = h + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ - напір з урахуванням швидкості підходу v_0 ; m -

коефіцієнт витрати, який для водозливів практичного профілю приблизно дорівнює 0,42, а для водозливів з широким порогом 0,36.

Розрахунок лотка полягає у визначенні нормальної глибини, побудові кривої вільної поверхні і визначенні глибини потоку у кінцевому перерізі.

Швидкість потоку в лотку буває високою і потребує використання відповідних матеріалів для його виготовлення. При високих швидкостях (зазвичай 8-10 м/с і вище) можуть виникати аерація потоку, нестаціонарні хвилі і кавітація при обтіканні нерівностей. Аерація, тобто насичення потоку повітрям, приводить до збільшення глибин, яке необхідно враховувати при розрахунках.

При аерації потік збільшує глибину відповідно до емпіричної формули

$$h_a = (1 + e)h,$$

де h - глибина потоку без аерації; e - ступінь насичення потоку повітрям, яка визначається за формулою Ісаченко

$$e = \left(0,035 + 0,83 \frac{\Delta}{R} \right) \sqrt{Fr - E}.$$

При малій шорсткості швидкотоку його відносна шорсткість $\Delta / R = 0,02 \dots 0,04$, а при великій $\Delta / R = 0,05 \dots 0,1$. Число Фруда

$$Fr = \frac{v^2}{gR}$$

де R - гідравлічний радіус потоку без аерації. Величина E залежить від відносної шорсткості

$$E = 45 \left(1 - \frac{\Delta}{R} \right)^{1,4}.$$

Аерація утворюється за умови

$$Fr > E.$$

По рекомендаціям Нечипоровіча, збільшення глибини через аерацію також може бути враховане збільшення коефіцієнта шорсткості:

$$n_a = an,$$

де n - коефіцієнт шорсткості швидкотоку; a - коефіцієнт аерації, який залежить від похилу.

Періодична поява в лотку швидкотоку нестационарних хвиль і локальних осередків кавітації за нерівностями русла небезпечні для споруди, і тому їх поява недопустима.

З метою зменшення швидкості потоку в лотку швидкотоку і покращення умов спряження б'єфів використовують штучну шорсткість у вигляді поперечних ребер та ін. Розрахунок таких русел проводять за формулою рівномірного руху.

У лотку швидкоока між глибинами $h_{зл}$ і h_0 спостерігається увігнута крива спаду типу II-б, побудова якої виконується способами, викладеними раніше.

Якщо довжина кривої спаду виявиться менше довжини швидкоока, то швидкоток називається довгим, і наприкінці його встановлюється рівномірний рух глибиною h_0 . Якщо довжина кривої спаду більша довжини швидкоотока, то швидкоток називають коротким, і наприкінці його встановлюється глибина, яка більша за нормальну. У цьому випадку глибина наприкінці швидкотоку визначається побудовою кривої вільної поверхні від початкового перерізу до кінцевого.

Розрахунок вихідної частини швидкотоку (у відсутності гасителя енергії) зводиться до визначення типу укріплення в залежності від швидкості в кінці лотка і типу спряження б'єфів. У випадку, коли спряження відбувається по типу відігнутого або насунутого стрибка, необхідно облаштування гасителів енергії. У руслі трапецеїдальної форми перерізу за швидко током доцільно встановлювати гасителі енергії у вигляді водобійної стінки.

На дуже крутих косогорах для переводу потоку над полотном дороги, при скиді води в рівчак і т. ін. облаштовують консольні скиди. Це лотки з похилом більшим критичного, які встановлені на

опорах. Наприкінці лоток має короткий трамплін з нульовим або зворотним похилом. За його допомоги потік у вигляді вільного струменя відкидається від споруди. У місті падіння потоку утворюється яма розмиву, розміри якої на початку експлуатації зростають, а згодом стабілізуються. Яма розмиву виконує роль водобійного колодязя – в її межах гаситься надлишкова кінетична енергія.

Потік з лотка б'є у трамплін із зворотним похилом, тому похил обмежують значенням $i_{mp} < 0,025$. Довжина трампліна зазвичай дорівнює 1-2 м.

Дальність відльоту струменя визначають з рівняння вільного падіння по формулі

$$l_{відл} = 2H \left(i_{mp} + \sqrt{\frac{2P + h}{H}} \right),$$

де $H = v^2 / (2g\varphi^2)$; h і v - відповідно глибина і швидкість в кінці трампліну; φ - коефіцієнт швидкості; P - висота падіння потоку.

У формулі дальності відльоту не враховується аерація потоку, опір повітря, бокового і зустрічного вітру. В наслідок цього довжина відльоту виявляється на 10-20% меншою розрахункової.

7. Водобійні споруди

За водоперепускними і спрягаючими спорудами при похилі дна меншому критичного зазвичай утворюються відігнаний або на-сунутий стрибок. Це призводить до необхідності укріплювати русло на всій відстані від споруди до кінця післястрибкової ділянки. З економічної точки зору краще звести водобійну споруду, яка забезпечує затоплення гідравлічного стрибка. Завдяки цьому скорочується довжина відгону стрибка і довжина стрибка (замість вільного він становиться підпертим).

Гасителі енергії проектуються у вигляді водобійного колодязя (рис. 4.9), водобійної стінки (рис. 4.10) і комбінованого водобійного колодязя (рис. 4.12). Водобійний колодязь має перевагу, наприклад, при слабкій основі, коли він простіший у виготовленні. Але він за-

мулюється при низьких періодичних витратах, характерних для більшості малих дорожніх споруд. Пропуск розрахункового витрати через заповнений наносами колодязь може призвести до утворення відігнутого гідравлічного стрибка, руйнуванню русла, підмиву елементів самого колодязя та інших споруд. Аналогічна картина може виникнути при пропуску весняного паводка по заповненому льодом колодязю. Крім того, вода, що замерзла в колодязі, може вплинути на цілісність конструкції.

Водобійні стінки, якщо вони мають отвори, позбавлені цих недоліків. Але вони можуть затримувати плаваючі предмети. Тому вибір типу водобійної споруди проводиться в результаті техніко-економічного обґрунтування.

Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя полягає у визначенні глибини і довжини колодязя, які назначають з умови розміщення в ньому гідравлічного стрибка.

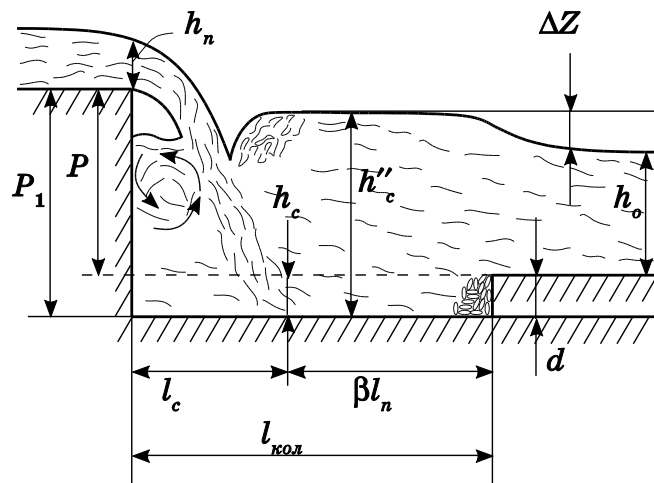


Рис. 10.7. Водобійний колодязь

У випадку підпертого стрибка глибина водобійного колодязя після перепаду

$$d = \sigma h_c'' - h_0,$$

де h_c'' - глибина спряжена до глибини у стиснутому перерізі;
 $\sigma = 1,05 \dots 1,1$ - коефіцієнт запасу; $\sigma h_c''$ - глибина потоку у колодязі;
 h_0 - нормальна глибина за колодязем.

Більша спряжена глибина для підпертого стрибка визначається за формулою

$$h_c'' = \sqrt{h_c^2 + 2h_k^3 \left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_0} \right)}.$$

Для швидкотоку стиснутий переріз співпадає з перерізом наприкінці лотка.

Для перепаду більша спряжена глибина залежить від глибини колодязя, тому глибина колодязя визначається методом послідовних наближень. На початку визначають h_c і h_c'' при $d = 0$. Після чого визначають глибину колодязя за відповідною формулою. Далі розрахунки повторюють до тих пір доки глибина колодязя не перестане змінюватись.

При похилі дна більшому критичного глибина водобійного колодязя визначається за формулою

$$d = \sigma h_c'' - h_k.$$

Більша спряжена глибина в колодязі визначається за формулою підпертого стрибка, якщо в якості глибини на виході замість h_0 взяти h_k .

Довжина водобійного колодязя для швидкооока дорівнює довжині підпертого стрибка

$$l_k = \beta l_{стр},$$

де $l_{стр}$ - довжина вільного стрибка; $\beta = 0,7 - 0,8$ - коефіцієнт, який враховує скорочення підпертого стрибка порівняно з вільним.

Довжина водобійного колодязя для перепаду

$$l_k = l_c + \beta l_{стр},$$

де l_c - довжина відльоту струменю.

Розрахунок водобійної стінки полягає у визначенні висоти стінки і відстані від споруди до стінки, які назначають з умови розміщення перед нею гідравлічного стрибка.

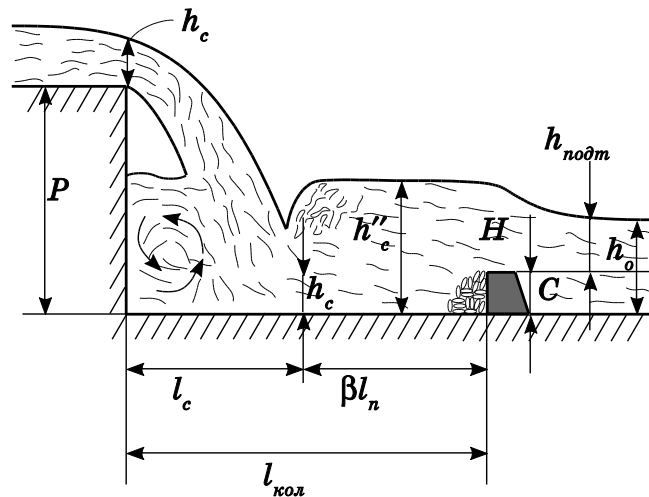


Рис. 10.8. Водобійна стінка

Висота водобійної стінки в руслах прямокутного поперечного перерізу

$$c = \sigma h_c'' - H,$$

де H - геометричний напір перед водобійною стінкою.

Напір визначається за формулою

$$H = H_0 - \frac{\alpha (V_c'')^2}{2g},$$

де H_0 - повний напір перед стінкою, який визначається за формулою для пропускної здатності водозливу практичного профілю (коefficient витрати $m = 0,42$)

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}} \right)^{2/3}.$$

Швидкість потоку перед стінкою

$$V_c'' = \frac{Q}{\sigma h_c'' b}.$$

Знайдена висота стінки порівнюється з глибиною у нижньому б'єфі h_0 . Якщо $h_0 > c$, то стінка працює як затоплений водозлив, що вимагає уточнення розрахунку. У цьому випадку повний напір перед стінкою визначається з загальної залежності для водозливу

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_3 mb\sqrt{2g}} \right)^{2/3},$$

де коефіцієнт затоплення σ_3 є функцією відношення глибини підтоплення ($h_{nidm} = h_0 - c$) і напору перед стінкою, тобто від h_{nidm} / H .

За цим уточнюється напір перед стінкою і висота стінки.

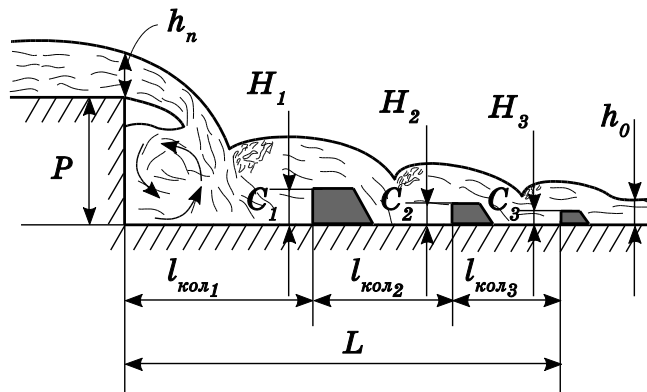


Рис. 10.9. Система водобійних стінок

Якщо $h_0 < c$, то стінка працює як незатоплений водозлив, і її висоту визначено остаточно. Але в цьому випадку перевіряються умови протікання потоку за стінкою. Для цього, розглядаючи стінку

як водозлив з повним напором H перед нею, знаходять глибину в стиснутому перерізі і форму спряження б'єфів після водобійної стінки. Якщо за нею утворюється затоплений стрибок, то розрахунок остаточний, а якщо відігнаний або насунутий, то слід розраховувати другу стінку, а при необхідності і третю (рис. 4.11).

При великій глибині водобійного колодязя або високій стінці можна скористатися комбінованим водобійним колодязем. Такий колодязь складається із заглиблення у дні нижнього б'єфу і водобійної стінки. Умова розміщення у колодязі підпертого гідравлічного стрибка записується у вигляді

$$H + c + d = \sigma h_c''.$$

Висоту стінки c знаходять з умови, що за нею утворюється затоплений гідравлічний стрибок за формулою

$$c = \frac{Q^2}{2g\varphi^2 h_c^2 b^2} + h_c - H_0,$$

де повний напір перед стінкою H_0 визначається з формули для водозливу.

Одержану висоту стінки округлюють у сторону зменшення, а глибину колодязя визначають з попередньої залежності.

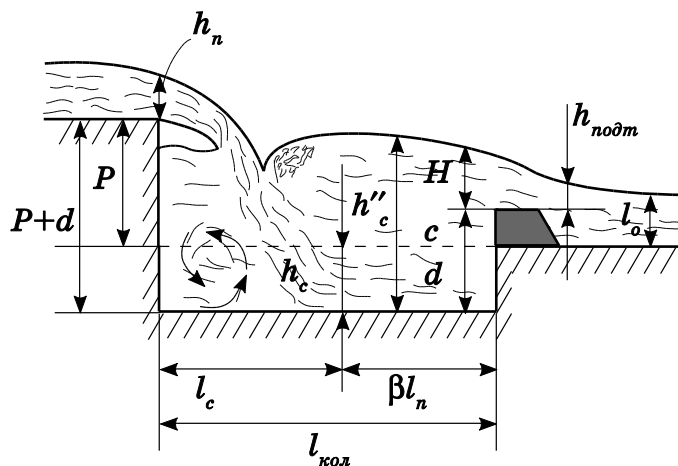


Рис. 10.10. Комбінований водобійний колодязь

Залишається розглянути два питання. Перше полягає в недосконалоості (з теоретичної і практичної точок зору) визначення довжини водобійного колодязя і відстані до водобійної стінки від перепаду або швидкотоку, яке базується на емпіричних формулах. Друге полягає оптимізації вибору водобійної споруди, яка враховує перераховані вище недоліки кожної з них.

Для розв'язання цих питань можна узагальнити всі перераховані вище методи гасіння кінетичної енергії потоку і скористатися універсальною водобійною спорудою хвилястого профілю, яка за різних умов може нагадувати всі перелічені водобійні споруди і максимально позбавлена недоліків, які вони мають.

Для одержання згаданого хвилястого профілю необхідно сформулювати і розв'язати зворотну задачу визначення профілю дна водобійної ділянки за умови, що похил вільної поверхні буде дорівнювати похилу дна русла за межами водобою. Скористаємося для цього рівняння різкозмінного руху у прямокутному руслі (2.92), яке враховує відцентрові сили інерції, зважаючи на те, що у даному випадку питома енергія перерізу складається тільки з питомої кінетичної енергії

$$E = \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

Замінюючи коефіцієнти перед похідними їх середніми значеннями, які відповідають критичній глибині потоку за водобійною спорудою, і користуючись показниковим законом проведемо ліанеризацію рівняння різкозмінного руху. Для цього перейдемо до безрозмірних відхилень від нормальної глибини за формулами (2.96) і залишимо тільки члени першого порядку малості (2.97).

Тепер ліанеризоване рівняння різкозмінного руху можна записати у вигляді

$$\frac{d^2 h}{dl^2} + 2b \frac{dh}{dl} + k^2 h = 0,$$

де сталі коефіцієнти дорівнюють:

$$2b = \frac{h_0}{\beta h_k}, k^2 = \frac{ix}{\beta} \frac{h_0}{h_k}.$$

До нього слід додати початкові умови у вигляді:

$$h(l=0) = h_c'', h'(l=0) = 0,$$

де h_c'' - глибина, спряжена до глибини у стиснутому перерізі h_c , яка визначається з рівняння гідравлічного стрибка

Залежно від співвідношення коефіцієнтів рівняння мають місце різні форми водобійної споруди. Якщо b більше ніж k , то конфігурація споруди буде приблизно відповідати рішенню:

$$h = \frac{h_c''}{b_1 - b_2} (b_1 e^{-b_2 l} - b_2 e^{-b_1 l}),$$

де $b_1 = b + \sqrt{b^2 - k^2}$; $b_2 = b - \sqrt{b^2 - k^2}$.

Тобто буде мати вигляд водобійного колодязя з криволінійною передньою стінкою або комбінованого водобійного колодязя залежно від співвідношення b_1 і b_2 .

Якщо b менше ніж k , то конфігурація споруди буде відповідати рішенню:

$$h = \frac{h_c''}{k_1} e^{-bl} \sin(k_1 l + \varphi),$$

де $k_1 = \sqrt{k^2 - b^2}$; φ - початкова фаза така, що $\operatorname{tg} \varphi = \frac{b}{k}$.

Тобто буде мати вигляд водобійних стінок. Якщо k значно перевищує b , то водобійна споруда переходить у багатоступінчастий перепад.

Лекція 11. Водоперепускні споруди

1. Малі водоперепускні споруди

Як показує статистика, в середньому на кожен кілометр траси приходить приблизно одна знижена ділянка. На рівнині ця частота може бути значно нижчою, а гірських районах – в 2-3 рази більшою. Щоб забезпечити стік води від опадів в місцях перетину дорогами знижень, повинні бути передбачені водоперепускні споруди – найбільш складні і відповідальні з дорожніх споруд.

Для перепуску періодичних і сталих водотоків з малих басейнів використовують малі водоперепускні споруди. На них приходить 80-90% від загальної кількості водоперепускних споруд. Конструкції малих водоперепускних споруд досить різноманітні: це малі мости; безнапірні, напірні і напівнапірні дорожні труби; дюкери під насипом; переливні насипи.

Вибір типу водоперепускної споруди обґрунтовується техніко-економічними вимогами, місцевими умовами і вимогами експлуатації. Основною метою гідравлічних розрахунків малих водопропускних споруд на дорогах є визначення їх отвору; напору перед ним, тобто відмітки підпертого рівня; глибини і швидкості потоку на виході при визначенні типу кріплення для запобігання підмиву конструкцій. Можуть виникати також інші задачі, наприклад, якщо високий підпертий рівень і тривалість його стояння загрожує стійкості основи проїзної частини дороги або низової частини насипу, необхідно провести відповідні фільтраційні розрахунки.

Отвором водо перепускної споруди називається її найбільший горизонтальний розмір у світлі в площині, перпендикулярній напрямку руху потоку. Зазвичай отвір малих водо перепускних споруд менше ширини водотоку, тобто вони стискають потік. Через стиснення потоку рівень води у верхньому б'єфі підвищується. Цей рівень називають підпертим.

Малі водоперепускні споруди відрізняються від середніх і великих тим, що їх русло не розмивається. Дорожні труби виготовляють з відповідних матеріалів, а підмостове русло, зазвичай, укріплюють. Крім того, укріплюють ділянку безпосередньо за дорожніми

трубами і малими мостами для запобігання її розмиву і утворення рівчака.

2. Малі мости

Конструктивно до малих мостів відносять такі, повна довжина яких не перевищує 25 м. Згідно діючим типовим проектам, малі мости мають стандартні отвори: 2; 3; 4; 5; 6; 7,5; 10; 12,5; 15; 20 м.

Гідравлічний розрахунок малого моста складається із розрахунку вхідної і вихідної ділянки. В результаті розрахунку вхідної ділянки необхідно визначити: підперту глибину (напір) перед спорудою, по якій призначають висоту насипу; глибину води на вході у споруду, по якій визначають висоту низу будов мосту; глибина і швидкість у розрахунковому перерізі; отвір споруди; глибина потоку на виході із споруди, по якій визначають вихідні швидкості і розраховують вихідну ділянку.

Гідравлічний розрахунок вихідної ділянки дає можливість встановити умови розтікання потоку за спорудою, розрахувати місцеві розмиви і захистити споруду від розмиву з боку нижнього б'єфу.

Отвір малого моста працює як водозлив з широким порогом і має стиснутий переріз з розрахунковою глибиною меншою за критичну.

Значення коефіцієнта витрати m залежать від типу устоїв мосту. Найчастіше малі мости проектується з такими типами устоїв: облеглої системи Словинського ($m = 0,32$); з укосними крилами ($m = 0,35$); із зворотними стінками і конусами ($m = 0,32 \dots 0,36$); естакадні з конусами ($m = 0,32$).

В залежності від того, впливає рівень води в нижньому б'єфі на пропускну здатність мосту чи ні, розрізняють вільне (незатоплене) і затоплене протікання потоку під мостом. Умову затоплення можна записати у вигляді:

$$h_{н.б} \geq NH,$$

де N - критерій затоплення, який залежить від конструкції мосту;
 $h_{н.б}$ - глибина потоку у нижньому б'єфі, яка у відсутність підпору приймається рівною нормальній глибині.

При гідравлічних розрахунках малих мостів розглядаються три схеми протікання в підмостових руслах.

При першій розрахунковій схемі (рис. 4.13) наприкінці вхідної ділянки глибина h_1 менше критичної і менше нормальної глибини протікання в підмостовому руслі. За вхідною ділянкою глибина відтоку збільшується. У цьому випадку за розрахункову приймається глибина

$$h_p = h_1 = k_1 H,$$

де коефіцієнт k_1 залежить від конструкції мосту.

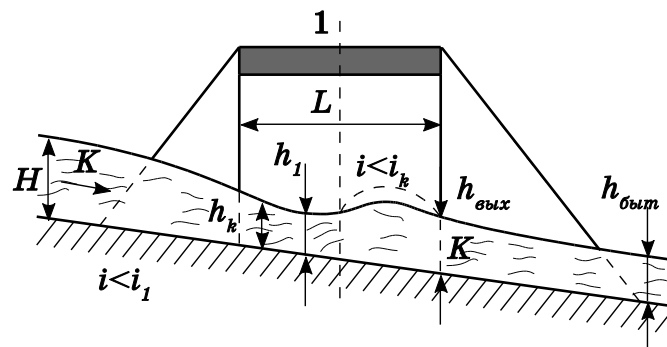


Рис. 11.1. Перша схема протікання у підмостовому руслі

При другій розрахунковій схемі (рис. 4.14) наприкінці вхідної ділянки глибина менше критичної, але більша нормальної глибини в підмостовому руслі. За вхідною ділянкою глибини зменшуються. За розрахункову глибину у цьому випадку приймають нормальну глибину, яка відповідає похилу підмостового русла, тобто

$$h_p = h_{0.м}. \quad (4.61)$$

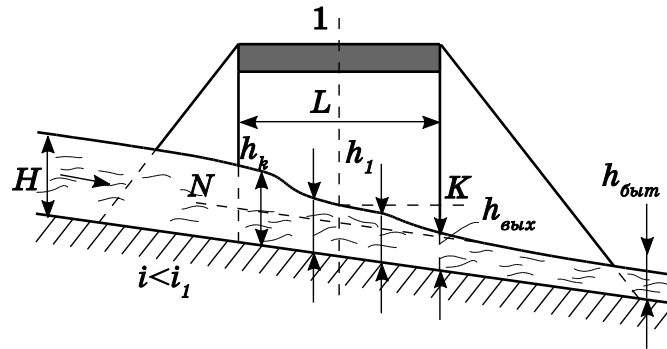


Рис. 11.2. Друга схема протікання у підмостовому руслі

Перші дві розрахункові схеми можливі за умови $L/H < 20$ (де L - довжина підмостового русла), яка для малих мостів зазвичай виконується.

Перша розрахункова схема характерна для малих мостів, а друга – для прямокутних безнапірних труб.

При третій розрахунковій схемі (рис. 4.15) наприкінці вхідної ділянки глибина h_n більша критичної, але менша нормальної глибини за мостом. В цьому випадку за розрахункову приймають глибину

$$h_p = h_n = k_n H,$$

де коефіцієнт k_n залежить від конструкції мосту.

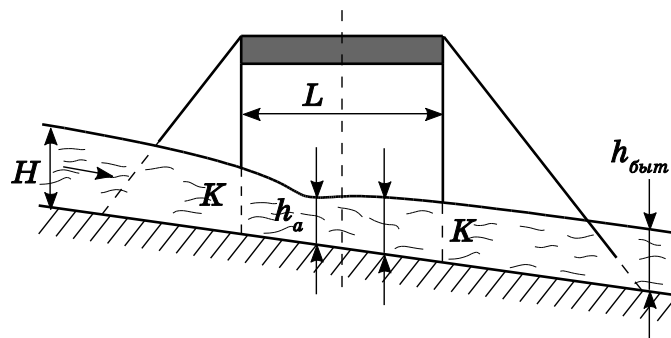


Рис. 11.3. Третя схема протікання у підмостовому руслі

Якщо глибина води в нижньому б'єфі більша за нормальну (наприклад, при підпорі), в розрахунках слід користуватися першою.

Для всіх розрахункових схем отвір мосту назначається по формулі для пропускної здатності водозливу

$$b = \frac{Q}{\sigma_3 m \sqrt{2g} H_0^{2/3}}.$$

Швидкості підходу потоку перед мостом незначні, через це вважається, що напір з урахуванням швидкості підходу $H_0 \approx H$.

Швидкість потоку в розрахунковому перерізі може бути визначена з рівняння нерозривності

$$V_p = \frac{Q}{bh_p}.$$

При визначенні отворів малих мостів можливі два розрахункових випадки.

У першому випадку відомі: розрахункова витрата Q , тип устоїв (коефіцієнт витрати m), похил дна русла i_0 , глибина в нижньому б'єфі $h_{н.б}$, похил підмостового русла $i_{0,м}$, напір води перед мостом. В результаті розрахунку необхідно визначити розмір отвору і підібрати тип укріплення підмостового русла. Розрахунок в цьому випадку ведеться в наступній послідовності.

По типу устоїв вибирається коефіцієнт витрати і критерій затоплення.

Якщо $h_{н.б} < NH$, то отвір мосту розраховується по формулі для незатопленого водозливу з широким порогом, тобто для $\sigma_3 = 1$.

Одержаний розмір отвору мосту округлюється до найближчого більшого стандартного значення b_1 . Після цього визначається нове значення напору по формулі

$$H_1 = H \sqrt[3]{\left(\frac{b}{b_1}\right)^2}.$$

Якщо умови затоплення для нового значення напору не змінились, то по таблицям визначаємо коефіцієнт k_1 і знаходимо розрахункову глибину і швидкість.

При зміні умов затоплення робиться перерахунок по схемі затопленого водозливу, тобто з урахуванням коефіцієнта затоплення.

Відповідно одержаним глибині і швидкості можна вибрати тип укріплення підмостового русла.

У другому розрахунковому випадку відомими є розрахункова витрата, тип устоїв, похил дна русла, глибина в нижньому б'єфі, похил підмостового русла і допустима швидкість в розрахунковому перерізі.

Допустима швидкість $V_{дон}$ може бути визначена виходячи з типу укріплення підмостового русла або обмежена певними умовами (зазвичай для розрахункового перерізу $V_{max} < 4...5 \text{ м/с}$).

При розрахунку необхідно визначити розмір отвору мосту і напір води перед мостом, а також перевірити відповідність прийнятого типу укріплення швидкості у розрахунковому перерізі підмостового русла.

Розрахунок в цьому випадку ведеться в такій послідовності. По типу устоїв мосту вибирається коефіцієнт витрати, для якого по таблиці визначається функція ψ^2 і критерій затоплення N . Визначається напір перед мостом при $\sigma_3 = 1$ по формулі

$$H = \frac{\psi^2 V_{дон}^2}{\sigma_3 g \sqrt[3]{2m^2}}.$$

Далі встановлюється характер затоплення підмостового русла і вибирається розрахункова формула для визначення отвору мосту з урахуванням затоплення.

Для затопленої схеми протікання розрахунки ведуться послідовним наближенням, зважаючи на те, що коефіцієнт затоплення заздалегідь невідомий. В цьому випадку використовуються таблиці залежності коефіцієнта затоплення від міри підтоплення $n = h_{н.б} / H$. Найбільша можлива швидкість потоку у підмостовому руслі визначається по формулі

$$V_{\max} = \left(\frac{gh_{н.б} \sqrt[3]{2m^2}}{N} \right)^{1/2}.$$

Якщо $V_{\max} > V_{дон}$, то за основу береться допустима швидкість, а якщо $V_{\max} < V_{дон}$ - найбільша можлива.

3. Дорожні труби

Дорожні труби – найпоширеніший вид малих штучних споруд.

Використовуються зазвичай залізобетонні труби круглого і прямокутного перерізу. Згідно діючим типовим проектам дорожні труби мають стандартні отвори: круглі – з внутрішнім діаметром 0,75; 1; 1,25; 1,5; і 2 м; прямокутні – 2; 2,5; і 3 м (одноочкові), 2,2; 2,7; 3,2 м (двоочкові); овоїдальні – 1; 1,25; 1,5 і 2 м.

При гідравлічних розрахунках розглядаються вхідна і вихідна ділянка. Розрахунок вхідної ділянки полягає у визначенні режиму роботи труби, її розмірів, мінімальної висоти насипу і глибини потоку на виході. Розрахунок вихідної ділянки полягає у визначенні умов, які забезпечують стійкість споруди з боку нижнього б'єфу.

Режим протікання в трубі може бути безнапірним, напівнапірним і напірним.

Безнапірний режим протікання потоку в трубі (рис. 4.16) спостерігається, якщо

$$H \leq 1,2h_{тр},$$

де H - напір води перед трубою; $h_{тр}$ - висота труби.

При безнапірному русі потік має вільну поверхню по всій довжині труби.

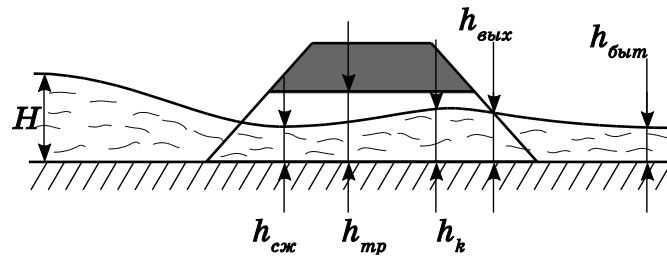


Рис. 11.4. Безнапірна дорожня труба

Напівнапірний режим має місце, якщо

$$H > 1,2h_{тр}.$$

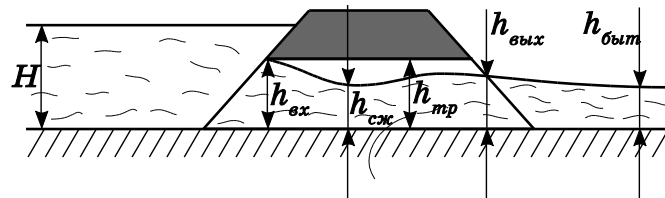


Рис. 11. 5. Напівнапірна дорожня труба

В цьому випадку вхід в трубу затоплюється, а за входом потік має вільну поверхню.

Пропускна здатність напівнапірних труб більша ніж у безнапірних.

Напірний режим протікання характеризується тим, що майже по всій довжині труба повністю заповнена водою і вільна поверхня спостерігається лише на вихідній ділянці.

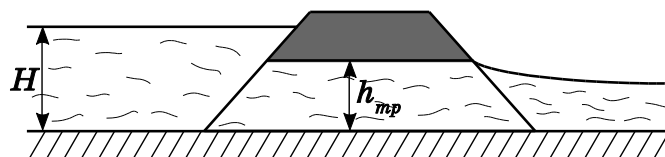


Рис. 11.6. Напірна дорожня труба

Напірний режим може існувати при виконанні трьох умов:
вхідний оголовок повинен бути обтічним;

$$H > 1,4h_{mp};$$

$$i_{mp} < I,$$

де i_{mp} - похил дна труби; I - гідродинамічний похил, що визначається за формулою Шезі.

Оголовки можуть бути обтічним і необтічними.

Обтічні оголовки мають або вхідну ланку більшого діаметру, або конічну ланку.

Необтічні оголовки діляться на розтрубні, порталні і комірникові.

Оголовки впливають на режим роботи труби і її пропускну здатність, а також призначені для спряження труби з укосом земляного полотна.

Обтічні оголовки мають більшу пропускну здатність, але більш затратні у виготовленні, ніж необтічні. Серед обтічних оголовків найбільша пропускна здатність у розтрубних.

Безнапірні труби з метою зменшення земляних робіт при облаштуванні бажано встановлювати під похилом, який дорівнює похилу улоговини, але не менше 0,003...0,005, щоб запобігти замуленню. Враховуючи зростання швидкостей в вихідному перерізі, похил дна труби повинен не перевищувати критичний. Якщо похил труби більш ніж в два рази менше критичного, то слід вводити поправку на підпір.

Згідно норм, висота трубизначається не меншою 1 м, а при довжині труби більше 20 м – не меншою 1,25 м. Під насипами автомобільних доріг II...IV категорій допускається використання труб висотою 1 м при їх довжині не біле 30 м і висотою 0,75 м – при довжині не більше 15 м.

На тальвегах і знижених місцях з дуже малими витратами труби назначають конструктивно діаметром 0,75 м без виконання гідравлічних розрахунків.

Розміри отворів труб вибираються у відповідності до результатів гідравлічних розрахунків, але з метою уніфікації збірних елементів назначаються однотипні труби вздовж всієї траси.

Для дорожніх труб характерна схема вільного протікання, коли рівень води у нижньому б'єфі не впливає на умови протікання.

Пропускна здатність безнапірних труб може бути визначена по формулі Угінчуса

$$Q = mb_k \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

де m - коефіцієнт витрати, який залежить від форми поперечного перерізу і типу вхідного оголовку; b_k - середня ширина потоку в перерізі з критичною глибиною; H_0 - повний напір.

Для труб з похилом менше критичного переріз з критичною глибиною h_k виникає поблизу входу і тому глибина потоку на виході приймається $h_g = (0,75...0,8)h_k$ при комірникових і порталних вхідних оголовках і $h_g = (0,8...0,85)h_k$ при розтрубних оголовках.

Для труб з похилом більшим критичного переріз з критичною глибиною виникає на початку труби. Глибина потоку на виході визначається з порівняння довжини труби і довжини кривої спаду (як у випадку короткого довгого швидкооока).

Гідрвлічний розрахунок отворів прямокутних безнапірних труб не відрізняється від розрахунку отворів малих мостів.

Крім того, при великих довжині і похилі (більше критичного) прямокутних безнапірних труб можлива також розрахункова схема, при якій наприкінці вхідної ділянки виникає глибина h_1 менша критичної для труби, але більша нормальної в трубі.

Така схема використовується за умови

$$i_{mp} > i_1,$$

де i_1 - похил, який відповідає рівномірному руху потоку з глибиною h_1 .

За розрахункову приймається нормальна глибина води в трубі, яка відповідає її похилу.

Глибина потоку на вході по рекомендації Розанова: для розтрубних оголовків прямокутних труб $h_{gx} = 0,88H$ (при похилі труби менше критичного) або $h_{gx} = 0,85H$ (при похилі труби більше кри-

тичного); для круглих труб з порталними і розтрубними оголовками $h_{\text{ex}} = 0,9H$, з комірниковими оголовками $h_{\text{ex}} = 0,79H$.

У відповідності до норм перевищення найвищої точки внутрішньої поверхні труби над поверхнею води при розрахунковій витраті повинно бути в круглих трубах не менше чверті отвору, в прямокутних висотою до 3 м – не менше шостої частини висоти труби, а висотою більше 3 м – не менше 0,5 м.

Враховуючи, що отвори труби повинні бути стандартними, при розрахунках можна використовувати таблиці пропускної здатності для круглих і прямокутних труб.

Для пропускної здатності напівнапірних труб використовується формула витрати через отвір

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H - \varepsilon h_{\text{mp}})}.$$

Для круглих труб з урахуванням похилу дна

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H - (0,708 - 2i))}.$$

Значення коефіцієнтів μ і ε залежать від форми труби і типу вхідного оголовка. Площа живого перерізу визначається з урахуванням допустимої швидкості

$$\omega = \frac{Q}{V_{\text{дон}}}.$$

При розрахунках напівнапірних труб також можна користуватися таблицями пропускної здатності, які дозволяють швидко підібрати стандартні отвори труб.

Напірні труби розраховуються як короткі труби. Для труб незатоплених з боку нижнього б'єфу витрата

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H_0 + i_{\text{мп}} l - 0,85h_{\text{мп}})}.$$

Коефіцієнт витрати визначається залежністю

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_{\text{вх}} + \lambda \frac{l}{d}}},$$

де $\zeta_{\text{вх}}$ - коефіцієнт опору на вході, дорівнює 0,33 для необтічних оголовків і 0,2 для обтічних; $\lambda = 0,025 \dots 0,3$ - гідравлічний коефіцієнт тертя.

При затопленому виході з труби слід користуватися залежністю

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H + i_{\text{тр}}l - h_{\text{н.б}})}.$$

Розрахунок отвору виконується методом послідовних наближень, виходячи з допустимих швидкостей.

Швидкість потоку на виході за малими водопропускними спорудами досягають 5-6 м/с, в той час як допустимі швидкості для ґрунтів в неукріплених руслах складають 0,7-1 м/с. У зв'язку з цим спостерігаються місцеві розмиви за спорудами, тому розрахунки вихідних ділянок мають таке ж важливе значення, як і визначення отворів. Розрахунок вихідної ділянки за спорудою полягає в забезпеченні умов, які запобігають розмив споруд з боку нижнього б'єфу.

Спростити розрахунки для круглих стандартних дорожніх труб діаметром 1; 1,25; 1,5; і 2 м можна, використовуючи таблиці.

4. Турбулентна фільтрація через фільтруючий насип

Фільтруючі насипи (рис. 4.19) виконують з каміння і облаштовують у дорожньому насипі для пропуску надлишків води через тіло насипу. Фільтруючі насипи можуть бути напірними і безнапірними. Напірні фільтруючі насипи облаштовують так, щоб горизонт води у верхньому б'єфі був вищим верха фільтруючого шару і рух фільтраційного потоку в шарі був рівномірним. У безнапірному фільтруючому насипу потік має вільну поверхню і рух нерівномірний.

Відстань від верха фільтруючого насипу до кривої депресії по вертикалі приймається не менше $(0,15 \div 0,2)H$.

При турбулентній фільтрації, яка має місце у фільтруючому насипу, швидкість фільтрації при рівномірному русі визначається за формулою

$$v = k_T \sqrt{I},$$

де k_T - коефіцієнт турбулентної фільтрації, який залежить від розміру каміння.

Для напірного фільтруючого насипу гідравлічний похил визначається за формулою

$$I = \frac{H - h_{\phi}}{L} + i_0,$$

де L - довжина фільтруючого насипу; i_0 - похил дна; H і h_{ϕ} - глибини відповідно у верхньому і нижньому б'єфах.

Метою розрахунку напірного фільтруючого насипу є визначення його геометричних розмірів (ширини і висоти) при заданій довжині і витраті. Поперечний переріз фільтруючого насипу визначається формою улоговини.

Розглянемо для простоти прямокутний переріз фільтруючого шару. Ширина перерізу b назначається з умови, щоб питома витрата не перевищувала $0,2-1,0 \text{ м}^2/\text{с}$. Товщину фільтраційного шару визначаємо за формулою

$$h_{\phi} = \frac{Q}{bk_T \sqrt{I}}.$$

Якщо $H > h_{\phi}$, то фільтруючий насип буде працювати як напірний, в протилежному випадку – як безнапірний. Таким чином, необхідно або виконати розрахунок безнапірного фільтруючого насипу, або збільшити його ширину.

Далі перевіряється стійкість споруди до турбулентної фільтрації. Для цього необхідно визначити розрахункову швидкість у придонному шарі

$$v_d = 1,7v,$$

де середня швидкість у живому перерізі визначається по формулі

$$v = \frac{Q}{\omega p \varepsilon},$$

де в свою чергу ω - площа перерізу фільтруючого шару; p - його пористість; $\varepsilon = 0,9$ - коефіцієнт, який враховує заповнення частини пор водою.

Розрахункову швидкість порівнюють з допустимою і при необхідності основу укріплюють.

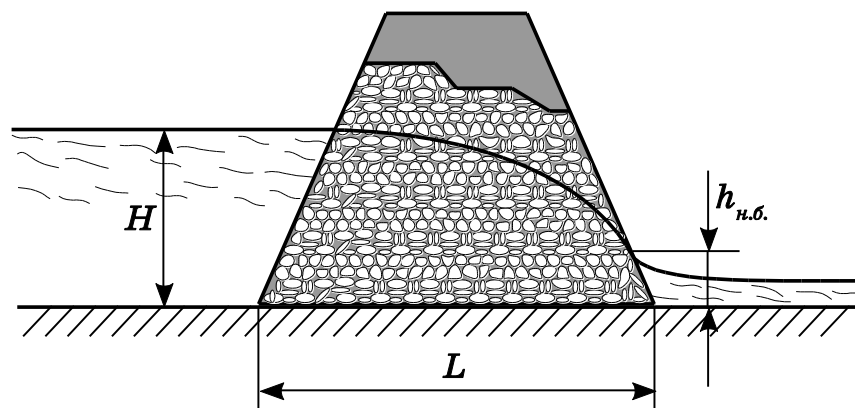
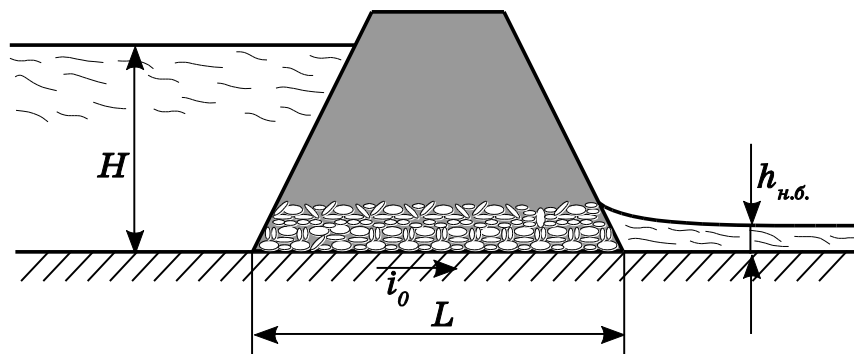


Рис. 11.7. Напірний і безнапірний фільтруючий насипи

Розглянемо розрахунок безнапірного фільтруючого насипу прямокутного перерізу з горизонтальним дном. Ширина насипу визначається, як і для напірного фільтруючого насипу. Вважаючи турбулентний фільтраційний потік плавномінім, при гідравлічному похилі

$$I = -\frac{dh}{dl}$$

маємо витрату

$$Q = k_T h b \sqrt{-\frac{dh}{dl}}.$$

Якщо перейти до питомої витрати і розділити змінні, можемо записати

$$\frac{q^2}{k_T^2} dl = -h^2 dh.$$

Після інтегрування одержимо

$$l = \frac{h_1^3 - h_2^3}{3} \frac{k_T^2}{q^2}.$$

Як і у випадку напірних фільтруючих насипів необхідно перевірити стійкість споруди під дією фільтраційного потоку.

Лекція 12. Гідрологія річок

1. Основні фізичні і хімічні властивості води

Вода в природі перебуває в трьох агрегатних станах – рідкому, твердому та газоподібному. Перехід води з одного агрегатного стану в інший зумовлюється температурою і тиском. Температура замерзання дистильованої води і танення льоду при нормальному атмосферному тиску прийнята за 0° , а температура кипіння – за 100° . Температура замерзання і кипіння води залежить від її солоності й атмосферного тиску. Чим більша солоність води, тим нижча її температура замерзання і вища температура кипіння. Морська вода замерзає при температурі $-1,0 \dots -2,0^{\circ}$. При підвищенні тиску лід плавиться при від’ємних температурах.

Вода може перебувати у переохолодженому стані, тобто бути рідкою при температурі нижче точки замерзання. Дистильовану воду в лабораторних умовах охолоджують до -72° , після чого починається спонтанна кристалізація. В природних умовах переохолодження буває незначним і досягає $0,005 \dots 0,01^{\circ}$. Грунтові води через їх підвищену мінералізацію можуть переохолоджуватися значно більше.

Густина води (маса води в 1 м^3) змінюється залежно від температури, причому ці зміни порівняно з іншими рідинами мають аномальний характер. Хімічно чиста вода найбільшу густину має при температурі 4° .

Питома теплоємність води (кількість тепла, яке необхідне для нагрівання 1 кг води на 1°) значно вища, ніж твердих тіл та інших рідин і дорівнює 1 ккал/кг.град . Внаслідок великої теплоємності води океани, моря, озера та інші водойми акумулюють величезну кількість тепла, яке при зниженні температури виділяється в атмосферу.

Прихована теплота випаровування води (кількість тепла, яке необхідне для випаровування 1 кг води при постійній температурі і нормальному атмосферному тиску) при 0° дорівнює 597 ккал/кг . Така ж кількість тепла виділяється при конденсації 1 кг води.

Прихована теплота плавлення льоду (кількість тепла, яке потрібне для плавлення 1 кг льоду при температурі 0^0) дорівнює 79,67 ккал/кг при нормальному атмосферному тиску.

Теплопровідність води незначна. *Коефіцієнт молекулярної теплопровідності* (кількість тепла, яке проходить за 1 с через площу 1 м^2 при зміні температури в 1^0 на відстані 1 м у напрямку потоку тепла) в середньому становить 0,14 кал/м²с.град. У зв'язку з цим водні маси в природних водоймах нагріваються в основному внаслідок перемішування.

Завдяки порівняно великому поверхневому натягу (75,5 кН/м при температурі 0^0) і здатності змочувати поверхню більшості твердих тіл вода має властивість підійматися по капілярах і, зокрема, по порах ґрунту.

Однією з характерних властивостей води є її *рухомість*, тобто здатність переходити від нерухомого стану до руху під дією будь-якої малої сили. Через рухомість вода легко приймає форму посуду, в який вона налита.

Воді властива *в'язкість*, або внутрішнє тертя (здатність води чинити опір при переміщенні одного шару відносно іншого). В'язкість обумовлена переносом кількості руху через межу між шарами води молекулами (молекулярна в'язкість) або турбулентними молями (турбулентна в'язкість).

2. Річка та річкова система

Річкою називається природний водний потік, який постійно або більшу частину року протікає у видовжених зниженнях земної кори в розробленому ним руслі і живиться в основному за рахунок атмосферних опадів.

Атмосферні опади, які випадають на поверхню Землі, стікають по ній у вигляді струмочків. Ці струмочки розмивають земну поверхню і утворюють тимчасові ерозійні борозни. З'єднуючись, вони дають початок річкам, які виносять свої води в океани, моря або озера. Річка, яка впадає в одну з таких водойм, називають *головною річкою*, а ті, що впадають в неї, - *притоками*. Сукупність усіх річок, що несуть свої води через головну річку в море або озеро, називається *річковою системою*.

Річки, озера і болота, що знаходяться на даній території, складають *гідрографічну мережу*. Сучасна гідрографічна мережа є результатом тривалих і складних процесів, які відбувались під впливом геологічних, кліматичних та інших факторів. Суттєву перебудову вона набула під час тектонічних рухів земної кори і внаслідок останнього обмерзання. В період танення льодовика вода виробляла величезні за розміром русла, в яких згодом внаслідок зменшення кількості талої води накопчувалися алювіальні відкладення. Пізніше у товщі цих відкладень формувались русла знасно менші за розміром. В сучасних умовах ведеться інтенсивне будівництво водосховищ, зрошувальних каналів та ін., які змінюють обриси гідрографічної мережі.

Руслова мережа є частиною гідрографічної мережі і являє собою сукупність русел всіх водотоків у межах даної території.

3. Морфометричні характеристики річок

Рух води, що випала на сушу у вигляді опадів, суттєво залежить від особливостей морфометричної будови річки і її басейну: довжини, звивистості і розгалуженості річки, густоти річкової мережі; площі, довжини, середньої ширини, асиметрії і похилу басейну.

Довжина річки – це відстань між *витоком* (місцем, де річка зароджується) і *гирлом* (місцем, де річка впадає в іншу річку, озеро або море) вздовж фарватера (лінії найбільших глибин). Вимірюється по крупномасштабній карті за допомогою курвіметра або циркуля з розхилом 1 мм.

Звивистість річки характеризується коефіцієнтом звивистості, який являє собою відношення довжини річки до відстані між витокom і гирлом по прямій.

Розгалуженість річки – це відношення сумарної довжини її приток до довжини головної річки.

Густота річкової мережі характеризується коефіцієнтом густоти, який являє собою відношення сумарної довжини річкової мережі на даній площі до величини цієї площі. Коефіцієнт густоти річкової сітки вимірюється в км/км².

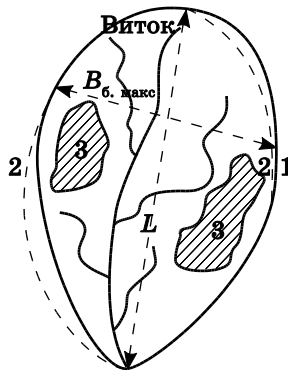


Рис. 12.1. Схема басейну річки: 1 – вододіл, 2 – підземний вододіл, 3- безстічні області

Поверхня суші, з якої річкова система збирає свої води, називається *водозбором*. Водозбір (рис. 6.1) разом з площами внутрішнього стоку і безстічними площами, які мають з ним спільні межі, називають басейном річки.

Річкові басейни обмежені вододілами. *Вододіли* - це лінії на земній поверхні, які ділять стік атмосферних опадів по двох протилежних схилах.

Річки збирають воду не лише з поверхні Землі, а й з верхніх шарів літосфери (підземні води). Відповідно до цього розрізняють поверхневі та підземні вододіли.

Основною характеристикою річкового басейну є його площа в квадратних кілометрах. Величина площі басейну F вимірюється по карті планіметром або палеткою. основні згини русла.

Довжина басейну вимірюється за картою як вістань по прямій від гирла до найвіддаленішої точки басейну. У випадку звивистості басейну пряма замінюється на ламану, кожен відрізок якої повторює основні згини русла. При односкатному басейні довжину визначають вздовж вісі траси від головного водорозділу до штучної споруди

Середня ширина басейну визначається як відношення площі басейну до його довжини.

Нерідко басейни бувають асиметричними, що має велике значення для формування водного режиму річки. Характеристикою асиметрії басейну слугує *коефіцієнт асиметрії*

$$K_a = \frac{F_l - F_n}{F},$$

де F_l, F_n - площі лівобережної і правобережної частин басейну.

Середня довжина безруслених схилів визначається за формулою

$$b_c = \frac{1000F}{1.8(L_0 + \sum L_i)},$$

де $\sum L_i$ - сума довжин другорядних улоговин басейну, до якої входять улоговини довжиною, що перевищує 75% середньої ширини одного схилу басейну.

Висотні характеристики річкових басейнів можна одержати за допомогою *гіпсометричної карти* і *гіпсографічної кривої* (рис. 6.2). Гіпсографічна крива дає уявлення про розподіл площі водозбору за висотними зонами. Для її побудови залежно від діапазону висот назначаються висотні інтервали і вимірюються площі, що в них знаходяться. За даними цих вимірювань будується діаграма розподілу площ за висотними зонами. Послідовно складаючи площі кожної зони починаючи від найвищої позначки одержимо гіпсографічну криву.

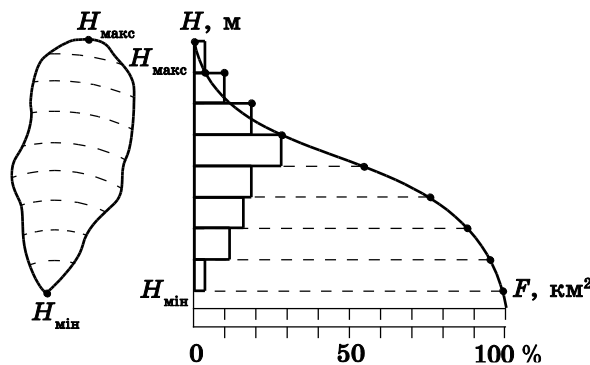


Рис. 12.2. Розподіл площі басейна по висотам і гіпсографічна крива

Середню висоту басейна можна визначити шляхом ділення площі між гіпсографічною кривою і осями координат на площу басейна.

Значний інтерес має *похил басейну*, який можна обчислити за формулою

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L}.$$

де $H_1 - H_2$ – перевищення між відмітками басейну у верхній і нижній частинах; L - довжина басейну.

Середній похил схилів басейну визначається за формулою

$$I_c = \frac{\Delta \sum l_i}{F},$$

де Δ - інтервал між суміжними горизонталями в метра; $\sum l_i$ - сума дожин всіх горизонталей в межах басейну в кілометрах.

4. Фізико-географічні характеристики річкових басейнів

Фізико-географічні характеристики включають *географічне положення* басейну у вигляді географічних координат його крайніх точок і *кліматичні характеристики басейну* (кількість опадів, сніговий покрив, температура і вологість повітря), геологічну будову і рельєф басейну, рослинний покрив, водні об'єкти.

Найважливішою кліматичною характеристикою басейну є *опади*, краплі води та кристали льоду, що випадають за певних умов з хмар.

За генетичною ознакою розрізняють три типу опадів: циклонічні, конвективні і орографічні.

Циклонічні опади пов'язані з фронтальними хмарами, що виникають на границі між теплою і холодною повітряними масами. Якщо тепле повітря рухається у бік холодного (теплий фронт), то утворюються слабкі і помірні обложні опади, що випадають з шарувато-дощових хмар, охоплюють великі площі у сотні тисяч квадратних кілометрів і тривають десятки годин. Якщо холодне повітря рухається у бік теплого (холодний фронт), то вздовж лінії фронту утворюються тривалі ливневі опади, що випадають з кучово-дощових хмар. Обложні опади складають найбільший процент загальної кількості опадів у помірних широтах.

З конвективних (кучово-дощових) хмар, що утворюються в результаті адіабатичного охолодження вологого теплого повітря в процесі його підйому, випадають інтенсивні, але малотривалі зливи. У холодній повітряній масі, яка рухається над теплою земною поверхнею, злива у конкретному пункті триває лише кілька хвилин. Середня площа, одночасно захоплена зливою, складає близько 20 км². Зливи є основним видом опадів у низьких тропічних та екваторіальних широтах.

Орографічні опади утворюються у гірських районах в результаті адіабатичного охолодження теплих повітряних мас при підйомі вгору по гірським схилам.

Опади характеризуються інтенсивністю і тривалістю, їх загальною кількістю, нерівномірністю випадіння по площі і у часі.

Кількість опадів, які випали в тому чи іншому місці за певний час, виражається в міліметрах шару води.

Для характеристики клімату підраховують багаторічні середні кількості (суми) опадів по місяцях і за рік. Для з'ясування добового ходу опадів визначають їх середні суми за годину за даними плювіографа.

За відхиленням місячних і річних сум в окремі роки від багаторічних середніх величин вираховують середньоквадратичні відхилення, які характеризують змінність опадів.

На додачу підраховують ще середню кількість днів з опадами за місяць і рік, середню місячну і річну тривалість опадів у годинах, а також вірогідність опадів.

Інтенсивність опадів дорівнює кількості опадів, що випали в одиницю часу. Інтенсивність вимірюється у міліметрах шару води за хвилину. З аналізу результатів спостережень можна зробити висновок, що інтенсивність опадів, як правило, тим менша, чим більша їх тривалість.

В практиці будівництва дорожніх споруд визначальними є ливневі опади. До них відносять опади, інтенсивність яких не нижче 0,5-0,04 мм/хв. при тривалості від 5 до 24 годин. На відміну від обложних дощів, інтенсивність яких зазвичай не перевищує 0,03-0,05 мм/хв., ливні характеризуються різким змінням інтенсивності у часі. На території України ливні проходять переважно влітку, а обложні дощі – взимку.

Нерівномірність випадіння опадів характерна навіть для окремих басейнів. Ливні можуть охоплювати територію всього в кілька квадратних кілометрів. Відповідно, чим більша площа водозбору, тим менша вірогідність випадіння на всій площі опадів високої інтенсивності.

Важливою характеристикою опадів є їх розподіл у часі. Для проектування мостових переходів на річках з дощовим живленням зазвичай необхідно знати річний розподіл опадів. Пропуск стоку з невеликих водозборів потребує знання розподілу протягом доби. Для проектування дорожніх труб часто необхідні відомості про розподіл протягом години.

Кількість опадів у зимовий період на більшій частині України менша, ніж у літній період. Але як в гідрологічному відношенні, так і в забезпеченні безперервної експлуатації автомобільних доріг вони виграють значну роль. Основні характеристики зимових опадів – число днів із сніговим покривом; його товщина і відносна густина, тобто відношення маси снігу і води при рівних об'ємах. В період сніготанення і формування повені визначальними факторами стають запас вологи у сніжному покриві його стан, дружність і інтенсивність сніготанення.

Іншою найважливішою кліматичною характеристикою річкового басейну є випаровування. Випаровування може відбуватися з вологого ґрунту, з поверхні рослинності, поверхні підземних вод. Цей процес повертає в атмосферу в середньому дві третини опадів.

Рослинність здатна виділяти вологу в атмосферу через власну поверхню. Цей процес називається транспірацією. Разом з випаровуванням транспірація утворює сумарне випаровування.

Розрізняють фактичне і можливе випаровування. *Можливим випаровуванням* називають максимальне випаровування, не обмежене запасами води. Випаровування з поверхні водойми або надлишково зволоженого ґрунту можна вважати можливим випаровуванням. Можливе випаровування не завжди збігається з фактичним випаровуванням з ґрунту. Для ґрунту з недостатнім зволоженням фактичне випаровування менше, ніж для водної поверхні за тих же умов.

Основною кількісною характеристикою процесу випаровування є швидкість випаровування. *Швидкістю випаровування* називають масу води, яка випаровується за одиницю часу з поверхні одиничної площі. На практиці швидкість можливого випаровування вимірюється в міліметрах шару води за одиницю часу.

5. Річкова долина і русло річки

Річки звичайно течуть у вузьких витягнутих знижених формах рельєфу, які характеризуються загальним похилом від одного кінця до другого і називаються *долинами*. Складовими частинами річкової долини (рис. 6.3) є: дно, або ложе, долини, тальвег, русло річки, заплава, схили долини, тераси і бровка. *Дно* долини – це найбільш знижена її частина. *Тальвег* – безперервна звивиста лінія, яка з'єднує найглибші точки дна долини. Дно долини в поздовжньому напрямі поглиблене *річковим руслом*, яке являє собою ерозійну заглибину, вироблену водним потоком і заповнену його водами. Частина дна, яка заливається високими річковими водами, називається *заплавою*. Схили долини рідко бувають рівними. На них часто утворюються розташовані уступами на певній висоті над тальвегом площадки, так звані *річкові тераси*. Лінія стику схилів долини з поверхнею прилеглої місцевості називаються *бровкою*.

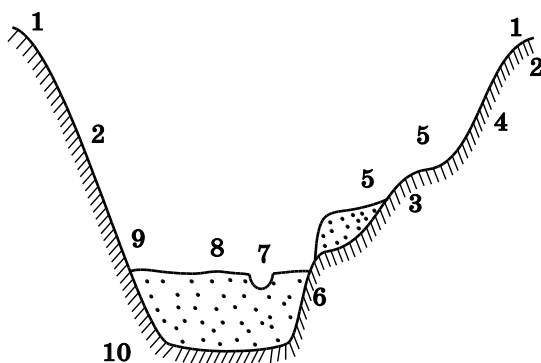


Рис. 12.3. Поперечний профіль долини:

1 – бровка; 2 – схил; 3, 4 – тераси; 5 – бровка тераси; 6 – русло; русла річки 7, 8 – низька і висока заплави; 9 – кореневі породи; 10 – алювіальні відклади

Морфологічні особливості русла можуть бути охарактеризовані *ізобатами* (лініями однакових глибин, нанесених

на план) і поперечним профілем русла (перерізом русла вертикальною площиною, перпендикулярною до напрямку течії).

У межах поперечного профілю слід відрізняти площі поперечного, водного, живого перерізу і мертвої зони. *Площею поперечного перерізу* називається повна площа, обмежена поверхнею води і дном річки. *Площа водного перерізу* при відкритому руслі дорівнює площі поперечного перерізу. При наявності льодового покриву площа водного перерізу дорівнює різниці площі поперечного перерізу та площі зануреного льоду. *Площею живого перерізу* називається та частина водного перерізу, де спостерігається течія. *Площею мертвої зони* називається та частина площі водного перерізу, де немає течії.

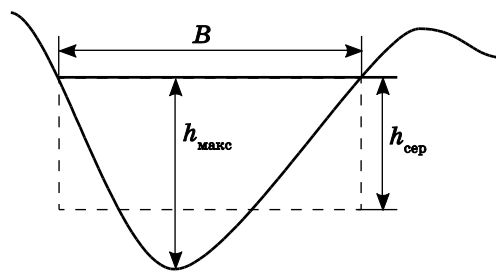


Рис. 12.4. Поперечний профіль

6. Поперечний профіль водної поверхні

Поперечний профіль водної поверхні здебільшого не є горизонтальною лінією. Він характеризується перевищенням рівня води біля одного берега над рівнем біля іншого і являє собою криві лінії.

Одна з причин, яка викликає різницю в рівнях біля протилежних берегів, полягає в тому, що русло річки ніколи не буває прямолінійним. Під час руху води на ділянці із закругленням

виникає *відцентрова сила*, питома (на 1 кг) величина якої $f = \frac{u^2}{\rho}$,

де u – місцева швидкість, а ρ – радіус кривизни траєкторії частинки води. Під дією цієї сили частинка відхиляється до ввігнутого берега. Крім того, кожна частинка води знаходиться під

впливом сили ваги g , спрямованої зверху вниз по вертикалі. Відомо, що поверхня води завжди нормальна до рівнодіючої цих сил, тобто нахилена під кутом α до горизонтальної площини.

Друга причина, яка викликає різницю рівнів біля протилежних берегів, – це *сила Коріоліса*, питома величина якої $f' = 2u\omega \sin \varphi$, де ω – кутова швидкість добового обертання Землі; φ – широта місця. Під впливом обертання Землі навколо осі всі тіла, які рухаються, відхиляються від початкового напрямку руху у північній півкулі праворуч, а в південній – ліворуч. Рівнодіюча двох сил – сили ваги і сили Коріоліса – утворює з напрямом сили ваги деякий кут, отже, поверхня води утворює такий самий кут з горизонтальною площиною. В результаті правий берег всіх річок північної півкулі крутіший за лівий, а в південній кулі навпаки (закон Бера).

7. Повздовжній профіль річки

Повздовжній профіль річки характеризується повздовжнім профілем водної поверхні. Різниця висот ΔH двох будь-яких точок водної поверхні по довжині річки називається *падінням*. Відношення падіння до довжини даної ділянки l називається *похилом річки*, тобто $I = \frac{\Delta H}{l}$. Падіння вимірюється в метрах на 1

км. Похил – величина безрозмірна і записується у вигляді десяткового дробу або в проміле, визначає повздовжню складову сили тяжіння і зазвичай коливається у межах від 10^{-5} до 10^{-2} , в гірських районах може досягати навіть десятих долей.

Повздовжній профіль річки у воєму розвитку проходить ряд стадій. На ранніх стадіях він недостатньо вироблений і в місцях виходу більш твердих порід має зломи, в яких розташовані пороги, бистрини і водопади. *Поріг* – це коротка мілководна камениста ділянка, що утворена виходом твердих гірських порід. *Бистрина* – порожиста ділянка річки, інколи значної довжини, з великим падінням і дуже великими швидкостями течії. *Водопад* – падіння води на перепаді русла. Кілька водопадів можуть утворювати *каскад*.

На початковій стадії формування повздовжнього профілю річки інтенсивно йдуть процеси руслової (глибинної і бокової)

ерозії. *Глибинна ерозія* являє собою врізання в товщу ґрунту у вертикальному напрямку і залежить від положення базису ерозії, нижче якого річка нездатна поглиблювати свої ложе. *Бокова ерозія* приводить лише до розширення русла або до переміщення русла у межах річкової долини.

У рівнинних районах, де річки течуть в м'яких породах, поздовжній профіль має вигляд увігнутої кривої з підвищеними похилами у верхній течії і поступовим зменшенням їх у напрямі до гирла. Відповідно до цього у *верхній течії* річка характеризується більшими швидкостями, а також значним розмивом русла. Долина зазвичай не має заплави, русло зосереджене, з крутими берегами. У *середній течії* похили водної поверхні і швидкості течії зменшуються, ерозійна діяльність стає більш слабкою, переважно відбувається транспорт наносів. У *нижній течії* здебільшого відкладаються продукти розмиву. Долини річок у середній і нижній течії часто утворюють заплави, характерні для рівнинних річок. Для гірських річок характерні неправильні східчасті обриси поздовжніх профілів.

8. Руслові процеси

Річковий потік і русло перебувають у постійній взаємодії. Річкове русло деформується. Деформація русла тісно пов'язана з режимом рівнів і витрат. Усі зміни, які відбуваються в руслі, залежать від динаміки річкового потоку та його структури.

З іншої точки зору, найбільш характерні особливості кінематики річкового потоку обумовлені поперечним профілем дна і плановими обрисами берегів. Вплив цих факторів визначає характер переміщення наносів і русловий процес.

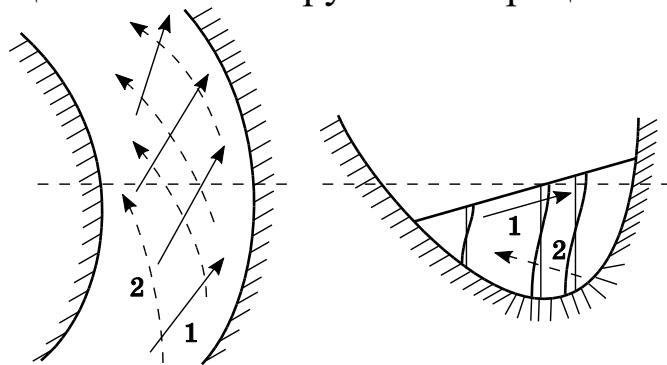


Рис. 12.5. Схема поперечної циркуляції в плані і поперечному розрізі:
1 – поверхневі струми, 2 – придонні струми

Більшість річок України мають заплави. Заплавний потік повільніший від руслового, бо малі глибини на заплаві і берегова рослинність збільшують гідравлічний опір. Різниця швидкостей викликає перепад рівнів, тобто похил вільної поверхні від заплави до русла, що породжує відповідну замкнуту поперечну течію, масообмін заплавного і руслового потоків. Це явище називають *кінематичним ефектом* (рис. 6.5).

Друга важлива особливість кінематики річкового потоку – *поперечна циркуляція* – викликається його скривленням у плані, найбільш характерним для рівнинних річок. Якщо брати до уваги розподіл швидкостей по глибині, стає зрозумілим, що інерційні сили в поверхневих струмках вищі, ніж у донних. Поверхневі струмки з відносно високими швидкостями починають відхилятися в сторону увігнутого берега, набігають на нього і, відбиваючись, переходять у донні, які спрямовані до протилежного берега. В поперечному перерізі коло замикається, а річковий потік у цілому здійснює гвинтовий рух.

Аналогічне явище спостерігається навіть на прямолінійних ділянках, але в цьому випадку під впливом сил Коріоліса. Залежно від поведінки потоку в плані і будови заплави сили Коріоліса можуть підсилювати або послаблювати поперечну циркуляцію та кінематичний ефект.

Крім поперечних циркуляцій, в потоці виникають вихрові рухи з вертикальною віссю обертання. Одні з них рухомі та нестійкі, інші – стаціонарні і відрізняються великими поперечними розмірами. Вони спостерігаються в місцях сходження потоків, за крутими виступами берегів, при обтіканні підводних перешкод і т. ін.

Всі руслові деформації поділяються на три основні види: вертикальні, котрі спричиняють трансформацію повздовжнього профілю русла; горизонтальні, які спричиняють розмиви або нарощування берегів та утворення заплави; пересування донних гряд.

Русла річок у плані дуже різноманітні, і разом з тим для всіх них характерна чітко виражена звивистість. Обриси русел у плані в більшості річок змінюються у часі. Ці зміни починаються з утворення *меандр* (закрутів).

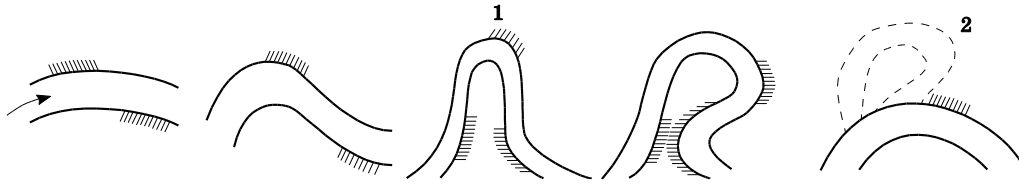


Рис. 12.6. Схема руху і зміни форми меандрів: 1 – ділянки розмиву, 2 – стариця

Причини утворення меандр пояснюються так. На прямій ділянці річки під впливом якихось причин, наприклад, наявності легко розмивних ґрунтів або перекосу гряд піску, водний потік відхиляється від свого початкового напрямку. Під впливом сили Коріоліса, відцентрової сили і завдяки кінематичному ефекту виникає поперечна циркуляція, яка збільшує розмив. Продукти розмиву відкладаються на протилежній стороні, трохи нижче розмиву, де швидкості зменшуються і навіть виникає зворотна течія.

Збільшення кривизни русла веде до подовження річки, а значить, до зменшення похилу і швидкості течії. Зменшення швидкості приводить до послаблення розмиваючої здатності потоку. Процес меандрування припиняється.

Меандри (рис. 6.6) здатні рухатися вздовж течії, можуть наближатися одна до одної з виникненням петлі. Спрямляюча дія потоку може призвести до утворення нової, більш короткої ділянки русла. На кінцях меандри, залишеної потоком, починають відкладатися наноси і утворюється озеро серпоподібної форми (*стариця*).

На увігнутих ділянках розмив русла найбільший, тому й глибини тут найбільші порівняно з вигнутими або прямими ділянками. Ділянки з більшими глибинами називаються плесами, а ділянки з малими глибинами – перекатами. Найглибша частина плеса і наймілкіша частина перекату зсунуті у відношенні до точок найбільшої та найменшої кривизни русла униз за течією на чверть довжини між вершинами двох послідовних увігнутостей плес. Перекати, які з'єднані між собою грядою піску, що перетинає русло під якимось кутом, називаються *зсунутими* (ізобати плес зсунуті між собою). У протилежному разі кажуть, що перекат *нормальний*.

Лекція 13. Живлення і водний режим річок. Річковий стік

1. Джерела живлення річок

Існують чотири джерела живлення річок – дощ, сніг, високогірні сніги й льодовики та підземні води.

Кількість води, яку одержують річки від того або іншого джерела живлення, неоднакова в різних районах і залежить в основному від кліматичних умов. Більшість річок має переважне джерело живлення. Основна частина річок України має переважно снігове живлення, його частка збільшується з півночі на південь.

Виходячи з положення, що річки є продуктом клімату, О.І. Воєнков поділив їх на такі типи:

Тип I. Річки, які живляться від танення снігу на рівнинах і невисоких горах (до 1000 м). Найбільш наближені до цього типу річки північної частини Азії (Колима, Нижня Тунгуска) і Північної Америки (Юкон), де сніговий покрив лежить 8–10 місяців.

Тип II. Річки, які живляться від танення снігу і льоду у горах. Це річки Середньої і Центральної Азії (Амудар'я, Сирдар'я та ін.). Для них характерне літнє водопілля.

Тип III. Річки, які живляться від дощів і мають водопілля влітку. Цей тип річок властивий регіонам з тропічними і мусонними дощами (Амазонка, Конго, Ганг, Амур).

Тип IV. Річки, в яких водопілля буває внаслідок танення снігу навесні або напочатку літа, проте значну частину води вони одержують і від дощу.

Вид живлення річки визначає висоту і характер коливань рівнів, витрат та ін. Дорожні гідротехнічні споруди розраховують на високі горизонти і витрати. Залежно від класу споруд необхідне прогнозування на період від десятків до кількох сотен років.

2. Водність, водний режим та елементи водного режиму

Під впливом ряду причин, про які буде сказано нижче, змінюється *водність річок*, тобто глибини, швидкості, витрати, рівні і похили вільної поверхні. Змінення водності річок протягом

часу називається *водним режимом*, а змінення окремих елементів водності – *елементами водного режиму*.

Цикл водного режиму річки за рік можна поділити на кілька характерних частин – *фаз водного режиму*. Кількість фаз (від двох до чотирьох), їх тривалість визначаються умовами живлення річок. Основними фазами водного режиму є повінь, межень літня і зимова, фаза осінніх дощових паводків.

Повінь називають значне і відносно тривале збільшення водності річки, яке повторюється щороку в один і той же сезон. Під час повені вода часто виходить із берегів, заливає заплаву, викликає іноді катастрофічне водопілля. Повінь може спостерігатися в різні пори року залежно від живлення. На річках, де основним джерелом живлення є сніг, повінь буває навесні або влітку.

Тривалість весняної повені змінюється від 10 днів на малих річках до 4-5 місяців на великих. За час весняної повені річки проносять від 50% (на півночі) до 90% і більше (на півдні) річкового стоку.

Паводок – відносно короткочасна фаза високої водності річки, яка може неодноразово повторюватися в різні сезони в зв'язку з інтенсивними опадами і таненням снігу.

Ливні звичайно займають обмежену територію і викликають підвищення рівнів на тій чи іншій ділянці ріки, відповідно формується *паводкова хвиля*, яка рухається вниз по течії із швидкістю від 1...1,5 м/с (рівнинні ріки) до 4 м/с (гірські). Її похил до гребеня менший, ніж похил русла, а похил після гребеня більший. Згідно з формулою Шезі, в передній частині паводкової хвилі витрати будуть перевищувати витрати при рівномірному русі, а наприкінці – будуть меншими, ніж при рівномірному русі. При проходженні паводкової хвилі вздовж річки спочатку спостерігається максимум похилів, пізніше максимум швидкостей, максимум витрат і наприкінці – максимум рівнів. Крім того, протягом часу паводкова хвиля розтягується.

Межень – довгочасна маловодна фаза, яка виникає щороку в один і той же сезон внаслідок зменшення живлення ріки. Виділяють літню та зимову межені. В період літньої межені ріка живиться підземними водами і водами нерегулярних атмосферних опадів.

Зимова межень на ріках континентального клімату збігається з періодом льодоставу.

3. Річковий стік та його формування

Стік утворюється в результаті випадання дощів або танення снігу і льоду в горах. Частина води, яка надходить на поверхню землі, затримується рослинністю, заповнює від'ємні форми рельєфу та йде на зволоження ґрунтів. Тільки після заповнення окремих поглиблень і насичення ґрунтів виникає стік. Стік по поверхні землі називається *поверхневим стоком*. Стік по русловій мережі водозбору називається *русловим*, або *річковим стоком*. Крім того, виділяють *ґрунтовий стік* і *підземний стік* із зони аерації і водоносних горизонтів.

Стік являє собою складний природний процес, обумовлений впливом комплексу фізико-географічних факторів і господарської діяльності.

Основними факторами стоку є кліматичні фактори. Клімат впливає на стік не тільки безпосередньо, але і через інші некліматичні фактори: ґрунти, рослинність, рельєф, геологічну будову річкового басейну, наявність озер і боліт. Вплив цих факторів тим помітніше, чим менше розміри басейну і чим коротше період, за який розглядається цей вплив.

Відповідно, річки поділяються на великі, середні та малі. *Великі річки* захоплюють декілька географічних (кліматичних) зон і мають, як правило, площу басейну, яка перевищує 50000 км². Гідрологічний режим великих річок не характерний ні для якої з окремих зон. *Середні річки* мають басейн в одній географічній зоні з характерним для рік цієї зони гідрологічним режимом. Площа середніх рік коливається в межах від 2000 до 50000 км². *Малі річки* відрізняються від середніх тим, що їх гідрологічний режим може відхилятися від характерного режиму рік даної географічної зони під впливом місцевих факторів. Площа басейну не перевищує 2000 км².

Взаємозалежність стоку та фізико-географічних факторів розкривається при вивченні стоку як елемента водного балансу. Для

будь-якого річкового басейну можна скласти рівняння водного балансу, яке має вигляд

$$X = Y + Z + \Delta U,$$

де X – сума річних атмосферних опадів; Y – стік за рік; Z – випаровування за рік; ΔU – накопичення або витрачання вологи в басейні.

Якщо припустити, що за багаторічний період незмінних кліматичних умов накопичення і витрачання вологи врівноважується, то середню багаторічну кількість стоку визначають як різницю між середніми багаторічними кількостями опадів і випаровування:

$$Y_0 = X_0 - Z_0.$$

Модулем стоку називається кількість води, яка стікає з одиниці площі водозбору (1 км^2) за одиницю часу (1с), тобто модуль стоку

$$M = \frac{Q}{F}.$$

Шар стоку, в мм, – це висота шару води, який можна одержати, якщо весь об'єм стоку рівномірно розподілити по всій площі водозбору річки, тобто шар стоку

$$y = \frac{Y}{F}.$$

При порівнянні елементів водного балансу аналогічно можна також ввести *шар опадів* x , якщо умовно всі опади за певний час рівномірно розподілити по всій площині басейну, і *шар випаровування* z , якщо об'єм випареної за певний час води розподілити по всій площі басейну.

Відношення величини шару стоку з даної площі за якийсь час до величини шару атмосферних опадів, які випадають на цю площу за той самий час, називається коефіцієнтом стоку

$$\alpha = \frac{y}{x}.$$

4. Вплив на стік кліматичних факторів

Аналіз рівняння водного балансу річкових басейнів за багаторічний період дозволяє прийти до висновку, що кліматичні умови є основними факторами стоку. Кількість опадів створює умови виникнення стоку, а співвідношення тепла і вологи або обмежують цю можливість, або створюють умови, коли стоку немає.

Особливості впливу опадів на величину середнього багаторічного стоку і випаровування можна встановити за допомогою *методу Будико*. Метод Будико базується на рівнянні зв'язку між тепловим і водним балансом території. В загальному виді це рівняння показує залежність між коефіцієнтом випаровування і відношенням радіаційного балансу R до тепла LX , яке необхідне для випаровування всієї кількості опадів:

$$\frac{Z}{X} = f\left(\frac{R}{LX}\right),$$

де L – прихована теплота випаровування.

Радіаційним балансом земної поверхні називають різницю між поглиненою радіацією і ефективним випромінюванням

$$R = Q(1 - r) - B_e,$$

де Q - сумарна радіація (сума прямої і розсіяної сонячної радіації), r - альбедо земної поверхні. Ефективне випромінювання

$$B_e = B_s - B_a,$$

де B_s - власне випромінювання земної поверхні в інфрачервоному діапазоні, B_a - зустрічне випромінювання атмосферного повітря.

Із збільшенням опадів випаровування теж збільшується спочатку інтенсивно, а потім повільніше, бо при обмеженому надходженні тепла величина випаровування не може перебільшити максимального значення $Z_0 = \frac{R}{L}$. Крива залежності випаровування від опадів при досить високих опадах проходить паралельно осі останніх.

Крива залежності стоку від опадів має відокремитися від осі абсцис при якомусь фіксованому значенні, далі повільно зростати і при досить великих значеннях опадів іти під кутом 45° до осі абсцис (стік збільшується так само, як і опади).

5. Вплив геологічних умов на стік

Геологічні умови впливають на річковий стік через процеси інфільтрації і випаровування. Водопроникні породи сприяють просочуванню опадів у ґрунт і, зменшуючи поверхневий стік, збільшують ґрунтове живлення. Водонепроникні породи затримують вологу у верхньому шарі ґрунту, тобто вона може згодом бути витрачена на випаровування та транспірацію.

На поверхні басейну відбуваються часткові втрати за рахунок увібрання води ґрунтом. Ці втрати визначаються в залежності від роду ґрунту з урахуванням змінення інтенсивності увібрання в часі внаслідок насичення ґрунтів водою. Залежність увібрання від часу визначається по кривим, що характеризують шість категорій ґрунтів. Шар стоку визначається накладенням кривої ходу дощу з кривою втрат на увібрання. Точка перетину цих кривих визначає час водовіддачі, як різницю між тривалістю опадів і початком водовіддачі. Площа між кривими за час водовіддачі дорівнює шару стоку. Інтенсивність водовіддачі дорівнює відношенню шару стоку до часу водовіддачі. Інтенсивності, що відповідають ґрунтам першої категорії, виражають інтенсивність опадів, а не водовіддачі.

Значний вплив на стік має карст. Наявність карсту може збільшити або зменшити величину стоку за рахунок переходу вод з іншого басейну або в інший.

6. Вплив рельєфу на річковий стік

Рельєф має великий вплив на стік внаслідок зміни кількості опадів і випаровування. Встановлено, що навіть незначні підвищення на території Східно-Європейської рівнини є концентраторами опадів на своїх навітряних схилах, тоді як протилежні схили характеризуються зменшенням кількості опадів.

При підвищенні місцевості, особливо в гірських районах, одночасно із збільшенням опадів зменшується температура повітря і дефіцит вологи. Це сприяє зменшенню випаровування і збільшенню стоку.

У відкритих місцях степової і лісостепової зони різні форми рельєфу значно впливають також на розподіл снігу, а звідси і на об'єм стоку.

7. Вплив глибини ерозійного врізу на річковий стік

Частина атмосферних опадів, які випадають у річковому басейні, просочується в ґрунт і цим самим поповнює запаси ґрунтових вод. Якщо русло річки не досягає постійного водоносного горизонту, то живиться вона поверхневими водами, а вода, що просочилася глибше від ерозійного врізу, переходить у категорію безповоротних втрат для басейну цієї річки. У міру заглиблення ерозійного врізу русло річок перерізає один або кілька водоносних горизонтів і в живленні беруть участь ґрунтові води. Отже, залежно від глибини врізу, глибини залягання ґрунтових вод та їх запасів змінюється частина підземних вод у живленні річок. Одні з них зовсім не дренують підземних вод (малі і тимчасові водотоки), інші дренують їх на протязі якоїсь частини року.

Глибина ерозійного врізу тісно пов'язана з геологічними факторами і зростає зі збільшенням площі басейну.

8. Вплив рослинності на річковий стік

Безпосередньо вплив рослинності на стік полягає у збільшенні шорсткості земної поверхні, що сприяє сповільненню збігання води і збільшенню інфільтрації вологи в ґрунт. Крім того, відомо, що від 35 до 50% загальної суми опадів затримують крони дерев. Уся ця волога йде на випаровування. Витрачення води на випаровування з ґрунту разом із транспірацією рослинами більше, ніж з ґрунтів без рослинності.

Опадів над лісом в середньому більше, ніж на відкритій території. Це пов'язано із зростанням інтенсивності турбулентного обміну в атмосфері і покращанням умов конденсації.

В лісі водопроникність ґрунту вище, ніж в полі. Цьому сприяє не тільки розвинена система коренів дерев, а й лісова підстилка. Ґрунт у лісі взимку глибоко не промерзає, а сам ліс навесні сповільнює інтенсивність сніготанення. Все це веде до збільшення втрат талих і дощових вод на просочування в ґрунт. Часто дощі, які викликають паводки в річкових безлісних басейнах, у лісі зовсім не дають стоку. Волога, яка просочилася в ґрунт у лісистих річкових басейнах, потрапляє в річкову сітку лише підземними шляхами.

З попереднього зрозуміло, що вплив лісу на стік залежить від ряду причин і не може бути однаковим в різних природних і господарських умовах.

9. Вплив озерності та заболоченості на річковий стік

Відомо, що випаровування з водної поверхні більше, ніж з поверхні суші. Тому стік з басейну, де є озера, завжди менший, ніж з безозерного. Найбільше стік зменшується під впливом озерності у південних районах, у зоні недостатнього зволоження, і найменше – у північних, в зоні надмірного зволоження.

Крім того, озерність має регулюючий вплив на стік і таким чином сприяє більш рівномірному його розподілу у часі.

10. Вплив господарської діяльності на стік

Створення водосховищ, штучне зрошення земель, насадження лісових смуг, снігозатримання і розорювання значних за розміром територій призводить до зменшення величини стоку річок.

11. Норма річкового стоку

Вважається, що стік водотоків рік у рік змінюється без будь-якої певної закономірності. Разом з тим величина річкового стоку коливається навколо якоїсь середньої величини, причому амплітуда таких коливань неоднакова в різних фізико-географічних умовах.

Залежності між величинами річкового стоку за два суміжних роки практично немає. Такі величини в математичній статистиці називаються *випадковими величинами*, а ряд, утворений ними, – *варіаційним рядом*.

До вивчення випадкових величин можна застосовувати методи математичної статистики. Однією з основних характеристик варіаційного ряду є середня арифметична величина, яку можна обчислити за формулою

$$Y_0 = \frac{\sum Y_i}{n},$$

де Y_i – члени варіаційного ряду; n – число його членів.

Середню арифметичну величину річкового стоку, обчислену за тривалий період, який включає однакову кількість багатоводних і маловодних років, прийнято називати нормою стоку. Якщо дані по стоку є за відносно короткий час, норму стоку обчислюють за допомогою приведення до багаторічного періоду. Звичайно приведення роблять графічно, шляхом встановлення залежності між стоком даної річки і стоком річки-аналога, дані щодо стоку якої є за тривалий період. За аналог вибирають річку, яка знаходиться в однакових або близьких з даною річкою фізико-географічних умовах.

12. Розподіл стоку по території

Для характеристики розподілу стоку на будь-якій території складають карти стоку, на яких проведені ізолінії модулів стоку або шару стоку. Для побудови такої карти спочатку за даними фактичних спостережень обчислюють норми для окремих річкових басейнів. Одержані величини надписують на карті біля центрів ваги річкових басейнів. Користуючись нанесеними на карту нормами стоку, проводять ізолінії, з'єднуючи точки з однаковими величинами норм стоку.

За картами стоку можна визначити модуль стоку для будь-якої річки, якщо фактичних даних по стоку немає або їх недостатньо. Для цього потрібно оконтурити по карті стоку даний водозбір і використати формулу для модуля стоку для всього водозбору до замикаючого створу

$$M = \frac{\sum m_i f_i}{F},$$

де f_i – площі між суміжними ізолініями; m_i – середні (арифметичні) значення модулів стоку між суміжними ізолініями; F – площа водозбору.

Визначивши модуль стоку або шар стоку для даного водозбору чи його частини, можна обчислити інші характеристики стоку.

Характерними особливостями розподілу багаторічного середнього стоку є широтна зональність і рельєф.

13. Коливання річкового стоку

Коливання річного стоку річок відбувається під впливом метеорологічних факторів. Характер цього впливу змінюється залежно від ландшафтних умов. Коливання річного стоку можна характеризувати або його мінливістю в окремі роки, або шляхом аналізу коливань у хронологічній послідовності.

Для характеристики мінливості річного стоку в практиці гідрологічних розрахунків широко використовують методи математичної статистики, наприклад, криві розподілу

(повторюваності) і забезпеченості (вірогідності перевищення). Повторюваність N показує, через скільки в середньому років дане значення величини стоку повторюється. Вірогідність перевищення P показує, яку частину періоду спостережень стік перевищував дану величину. Криві забезпеченості дозволяють визначити величину стоку заданої забезпеченості або повторюваності без вказівки на строк, коли вона буде спостерігатися.

Емпіричні криві забезпеченості будують за матеріалами спостережень із використанням формули

$$P = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} 100\%,$$

де m – порядковий номер члена ряду величин стоку, розташованих у порядку зменшення; n – число членів ряду.

Для інтерполяції й екстраполяції кривих до заданої границі забезпеченості використовують біноміальну асиметричну криву, або криву розподілу Пірсона III типу. Коефіцієнт асиметрії характеризує ступінь несиметричності ряду річних величин стоку відносно його норми.

Лекція 14. Льодово-термічний режим річок. Річкові наноси та руслові процеси

1. Температурний режим річок

Температурний режим річок формується в результаті обміну теплом між водною масою й атмосферою, а також ложем русла. У літній період, коли поверхня води вільна від льоду, інтенсивний теплообмін відбувається з атмосферою; взимку при наявності льодового покриву більш інтенсивний обмін теплом має місце з руслом річки. Влітку водна маса віддає тепло ложу річки, взимку, навпаки, потік тепла йде від дна до води.

Отже, в річному циклі температурного режиму річкових вод виділяють два періоди: відкритої водної поверхні та льодоставу. У перший період внаслідок турбулентного перемішування водна маса

швидко реагує на зміни метеорологічних умов, і хід температури води майже паралельний ходу температури повітря.

Турбулентний характер течії в річках викликає безперервне перемішування водних мас, створює умови для вирівнювання температури по живому перерізу річки або однорідності (гомотермії) в її розподілі. Проте влітку температура біля берегів на кілька відсотків вища, ніж на середині річки, а восени – навпаки. Влітку вдень вода на поверхні тепліша, ніж біля дна, а вночі - навпаки.

Температура води річок, особливо тих, що мають значну довжину, змінюється вздовж по течії відповідно до зміни кліматичних умов, характеру водного живлення, припливності й властивостей ландшафтних зон, по яких протікає річка.

2. Зимовий режим річок

Початком зимового періоду умовно вважають сталу появу від'ємних температур повітря, які супроводжуються виникненням на річці льодових явищ. Кінцем зимового періоду умовно вважають момент очищення річки від льоду. У зимовий період річка живиться виключно ґрунтовими водами, витрати у більшості випадків зменшуються.

У зимовому режимі можна виділити три фази: замерзання річки, льодостав і скрес річки.

Замерзання річки починається з того, як температура води досягає 0° і виникає *сало* - тонка льодова плівка, яка складається з прозорих льодових кристалів у вигляді дрібних голок. На неглибоких місцях з малими швидкостями течії вода охолоджується більш інтенсивно через близькість мінерального ґрунту. Починається льодоутворення біля берегів і в заливах. Утворюються забереги – смуги криги вздовж берегів. Цьому сприяє відсутність механічного руйнування криги потоками води.

Переохолодження води на відкритих ділянках завдяки турбулентному перемішуванню створює сприятливі умови для росту кристалів льоду навколо часток наносів і біля дна русла річки. Внаслідок сполучення кристалів льоду в загальну масу утворюється *внутріводний лід* губчастої будови. Внутріводний лід

разом із салом і дрібною кригою утворюють *шугу*. Шуга на ділянках підпору (перед мостами, перекатами, звуженнями русла), особливо на північних і гірських річках, здатна накопичуватися і утворювати льодову греблю (*зажор*), що перегороджує все русло. Прорив цієї греблі може мати катастрофічні наслідки для споруд на річках. Якщо охолоджені поверхневі струмені відхиляються до дна, то на ньому здатен утворюватися донний льод. При певних умовах він може досягати вільної поверхні.

Із збільшенням кількості й розмірів крижин швидкість їх зменшується, виникають тимчасові затримки у звуженнях русла та інших місцях, в умовах від'ємних температур крижини змерзаються і утворюється суцільний льодовий покрив (льодостав). Деякі ділянки річки в силу певних причин (велика швидкість течії, вихід теплих вод тощо) можуть не замерзати, утворюючи *ополонки*. Вони з'являються на перекатах, у витоках річок, які беруть початок з озер, у нижньому б'єфі гребель, місцях виходу джерел і т. ін. В залежності від місцевих умов ополонки можуть зберігатися протягом всього зимового періоду.

Після переходу до додатних температур починається танення снігу і льоду та приплив води в річки за рахунок поверхневого стоку. Внаслідок того, що ґрунт нагрівається швидше, лід біля берегів руйнується і вздовж них утворюються смуги вільної від льоду води – *закраїни*. Руйнування льодового покриву приводить до періодичного *посування криги*, а пізніше її руху вниз по течії, тобто настає весняний льодохід, або *скрес річки*.

Утворення на річках в зимовий період льодяного покриву змінює режим течії. Особливості зимового режиму річок необхідно враховувати при проектуванні і експлуатації мостових переходів та інших споруд.

3. Річкові наноси, походження і класифікація

Річковими наносами називають тверді частки, які переносяться потоком, формують руслові та заплавні відклади. Режим наносів, особливо їх накопичення або розмив русла значною мірою визначають проектування і нормальну експлуатацію дорожніх споруд: позначку закладення опор мостів, можливість замулення

отворів, підтримання судноплавних глибин і т. ін. Більша частина наносів має мінеральне походження, незначну частину складають органічні частки. В окремих випадках вміст останніх може переважати. Наприклад, коли потоки протікають через торфовища.

Річкові наноси утворюються з продуктів розмиву поверхні басейну і русел річок, тобто в результаті водної ерозії. Продукти ерозії з поверхні басейну є основним джерелом формування річкових наносів; розмив дна і берегів становить незначну їх частину.

Водна ерозія – це руйнування земної поверхні під впливом текучих вод. Інтенсивність ерозії насамперед пов'язана із здатністю текучих вод здійснювати роботу, зокрема роботу руйнування. Максимум роботи, яку може виконати потік, дорівнює зміні потенціальної енергії при переміщенні маси води будь-якої ділянки річки вниз на відстань ΔH , яка збігається з падінням рівнів на цій ділянці. Максимум роботи за одиницю часу при витраті Q , тобто *кадастрова потужність*, знаходиться за формулою $N = \rho g Q \Delta H$. Таким чином, робота руйнування текучих вод визначається їх витратою і похилом, тобто вона залежить від величини стоку і рельєфу місцевості.

Частка енергії потоку, яка витрачається на ерозію, залежить від природних властивостей ґрунтів і порід басейну та русла річки, її розгалуженості, рослинного покриву. Різні ґрунти не однаково піддаються розмиву, а наявність рослинності зменшує інтенсивність ерозії. Діяльність людини (неправильний обробіток ґрунтів, вирубування лісу тощо) може сприяти збільшенню розмиву. Отже, водна ерозія залежить від ряду фізико-географічних факторів і господарської діяльності людини.

Із загальної кількості частина наносів переноситься водами річок у завислому стані, частина перетягується або рухається стрибками по дну. Тому річкові наноси умовно поділяють на *завислі* та *донні*. Умовність такого поділу полягає в тому, що наноси однієї групи можуть перейти в іншу залежно від швидкості течії. Більша частина завислих наносів – *транзитні*, тобто переносяться від витoku до гирла транзитом, а більша частина донних наносів – *руслоформуючі*.

4. Завислі наноси, твердий стік

Перебування твердих часток із густиною, більшою, ніж густина води в завислому стані, пояснюється наявністю вертикальних складових швидкостей турбулентного руху води в річці. На тверді частки у воді діє сила ваги G (спрямована вниз), яка врівноважується силою Архімеда P (спрямованою вгору) і силою гідродинамічного опору W з боку рідини ($G = P + W$). Швидкість рівномірного падіння частки в стоячій воді називають *гідродинамічною крупністю*. Отже, щоб тверда частка зависла, потрібно, щоб вертикальна складова швидкості турбулентного потоку була більша, або дорівнювала гідродинамічній крупності, тобто $V_g \geq U$. Вертикальна складова зростає із збільшенням середньої швидкості течії води. Виходить, що чим більша швидкість потоку, тим крупніші частки можуть зависати. Якщо гідродинамічна крупність часток більша від вертикальної складової, то частки осідатимуть на дно, і почнеться відкладання наносів.

Сила гідродинамічного опору спрямована протилежно гідродинамічній крупності, а за величиною пропорційна U^n ($1 \leq n \leq 2$). Для малих часток розміром $d \leq 0,15 \text{ мм}$ має місце ламінарне обтікання і сила опору $W \approx Ud$, а для більших – турбулентне обтікання і $W \approx U^2 d^2$. Зважаючи на те, що $G - P \approx d^3$, маємо у першому випадку $U \approx d^2$, а у другому $U \approx \sqrt{d}$. Крім того, гідродинамічна крупність залежить від форми і густини часток.

Кількість завислих наносів, яку річка переносить через живий переріз за одиницю часу, називають *витратою завислих наносів* R . Сумарну кількість наносів, яку річка переносить через живий переріз за певний час, називають *стоком наносів (твердим стоком)* за цей час. Кількість наносів, які містяться в одиниці об'єму води, називається мутністю, тобто мутність

$$\rho = \frac{R}{Q}.$$

По живому перерізу мутність збільшується від поверхні до дна. По ширині річки – найбільша мутність на стрижні. По довжині

річки кількість наносів збільшується від витoku до гирла. На протязі року найбільша мутність спостерігається під час повеней і паводків (від 50 до 95% твердого стоку), а найменша – взимку (для рівнинних річок від 5 до 10% твердого соку). На рівнинних річках завислі наноси можуть становити 90...98% загальної кількості наносів, на гірських - 70...80%.

5. Донні наноси

Пересування часток по дну зумовлюється дією гідродинамічних сил, яким протидіють сили тертя об дно. Виходячи з попередніх міркувань для завислих наносів, робимо висновок, що розмір донних наносів d і донна швидкість потоку U пов'язані співвідношенням $U \approx \sqrt{d}$. Маючи на увазі, що вага донних наносів $G \approx d^3$, одержуємо так званий закон Ері, який має вигляд

$$G = AU^6,$$

де A – коефіцієнт пропорційності. Цей закон пояснює, чому при порівняно невеликій різниці у швидкостях течії крупність наносів, які перетягуються по дну, дуже змінюється.

У гірських районах під час інтенсивних дощів виникають потоки, дуже насичені наносами, які називають селями. За наближеними підрахунками, кількість наносів у селевих потоках складає від 30 до 50% загального об'єму. За складом наносів селі поділяють на грязьові, грязьокам'яні і водокам'яні.

Селеві потоки завдають великої шкоди господарству: руйнують споруди, шляхи, заносять поля, населені пункти.

Лекція 15. ГІДРОМЕТРІЯ

1. Організація гідрометричних робіт і техніка безпеки

Характеристики водотоків, які використовуються при проектуванні, будівництві і експлуатації гідротехнічних споруд на дорогах, не можна одержати в необхідному об'ємі без гідрометричних спостережень.

Гідрометричні вишукування проводять в три етапи: підготовчий, польовий і камеральний.

Підготовчий період використовується для збору і попереднього вивчення даних по району майбутнього будівництва. Це морфометричні відомості про річку, що беруться з карт, матеріалів гідрологічних і метеорологічних станцій, водомірних постів і т. ін. Важливу інформацію одержують з даних про умови експлуатації розташованих поряд мостів. Вивчаються також дані про крупні населені пункти і гідротехнічні споруди, які цікавлять проектувальників. Складається план проведення гідрометричних робіт.

Польовий період використовується для проведення гідрометричних вишукувань, які за часом співпадають з іншими польовими інженерними вишукуваннями. Це має свої переваги при організації і забезпеченні польових робіт, але й певні недоліки. Наприклад, терміни робіт зазвичай не співпадають з часом водопілля, тому при необхідності гідрометричні роботи можуть виконуватися за окремим графіком.

Бажано, щоб ділянка річки вибрана для проведення досліджень співпадала з місцем майбутнього будівництва мостового переходу. Це пов'язано з тим, що гідрометричні роботи і розрахунки мосту мають одну гідравлічну основу. Використання рівнянь нерозривності і Бернуллі, формули Шезі обмежено ділянками плавномірного або рівномірного руху. Звідси витікають і конкретні вимоги до ділянки річки для гідрометричних робіт: візуально вона повинна бути прямолінійною на відстані п'ятикратної ширини для малих річок і однократної для великих; важливим є відсутність косострумистості, коловоротів і зворотних течій; русло повинно бути призматичним, стійким, без зсувів і обвалів; на ділянці і на певній відстані нижче неї мають бути відсутніми притоки, острови, перекасти; шорсткість русла вздовж русла повинна бути незмінною; необхідною є відсутність підпору, а на гірських річках – нагромадження у руслі великого каміння. До перерахованих слід додати ще ряд вимог, які забезпечують відносно простоту і економію часу при вимірюваннях. Бажано, щоб на ділянці гідрометричних робіт ширина русла і заплави була мінімальною, не повинно бути ділянок затопленого лісу; на гірських річках слід уникати місць з високими швидкостями потоку.

Проведення робіт на воді пов'язано несе певну небезпезку, тому техніці безпеки слід приділяти особливу увагу. Перед виїздом у поле інженерно-технічний персонал здає відповідний іспит, робітників вишукувальних партій знайомлять з правилами техніки безпеки під розписку.

У певних випадках неможливо провести гідрометричні роботи у період водопілля і паводків, тому інколи їх проводять у зимовий період. Робота на кризі дозволяється при її товщині не меншій 10 см. При слабкому льодовому покриві кожна робоча група повинна мати мотузку, а той хто йде першим – довгу дерев'яну жердину. Промігнї і проталини під глибоким снігом огороджуються.

Камеральний період слугує для обробки матеріалів вишукувань, складення і випуску звітних документів.

2. Рівні

Рівень води (H) – це висота поверхні води, яку відраховують від певної сталої площини зрівняння. Рівні визначають габарити по висоті споруд, що проектується на водотоках; витрата, площа живого перерізу, середня швидкість та інші характеристики потоку розглядаються як функції рівня; по рівням будуються та екстраполюються відповідні графіки.

Графіки коливань рівнів дають уявлення про динаміку гідрологічних явищ і відповідно про багаторічний і сезонний розподіл стоку, особливо під час паводків і водопіль. По рівням накопичений найбільший об'єм інформації. Це пояснюється простотою вимірювань рівнів пр досить високій точності. Порівняно часті вимірювання рівнів і досить рідкі вимірювання витрат дозволяють визначити за допомогою розрахунків змінення витрати потоку у часі і в результаті досягти головної мети гідрометричних робіт - знайти стік.

Колівання рівнів води в річках тісно пов'язано з характером живлення. Проте на режим рівнів водотоків значний вплив мають і морфологічні особливості будови русла (характер і розміри поперечного профілю, похили, заплава тощо).

Заростання русла, льодові явища, розмивання або намівання русла також порушують відповідність рівнів і витрат.

Рівень води в річках весь час змінюється. Характеристику рівнів за тривалий період може дати *типовий графік*. Його будують за такими характерними елементами, які щороку спостерігаються протягом багатолітнього періоду: рівні на початок року, максимальний рівень навесні, влітку, восени, взимку; мінімальний рівень взимку, влітку, восени; початок підвищення і кінець спаду рівнів повеней і паводків; рівні на початок і кінець фаз льодового режиму (льодоходу восени і навесні, льодоставу); рівні на кінець року. Вибравши за ряд років максимальні і мінімальні значення рівнів для типових явищ і крайні дати їх появи та обчисливши середні рівні і дати для кожного явища, будують типовий графік рівнів.

Спостереження за рівнями води проводять на водомірних постах. Вони діляться на постійні, які належать мережі гідрометеорологічної служби, і тимчасові, які знаходяться у відомстві різних організацій. Водомірні пости бувають багатьох типів. Найпростішими є рейкові і пальові, завдяки чому вони найбільш поширені.

Водомірні пости складаються із засобів для вимірювання рівнів і двох постійних реперів для контролю висотного положення водомірних приладів. Репери встановлюються вище рівня високих вод.

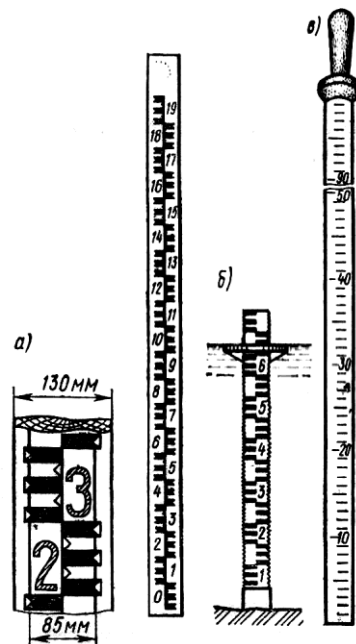


Рис. 15.1. Водомірні рейки

Відлік рівнів ведеться від умовної горизонтальної площини, яка зветься нулем графіку і вибирається не менш чим на 0,5 м нижче найнижчого рівня води, для того щоб виключити від'ємні значення рівнів.

Рейкові водомірні пости зазвичай встановлюються при відносно невеликій амплітуді коливань рівнів (близько 2–3 м) і складаються з однієї або кількох рейок, прикріплених до опор мосту, підпорної стінки або до спеціально забитих у руслі річки паль.

При облаштуванні рейкового водомірного поста слід запобігти можливість ударів по рейці деревини або криги, що рухається по річці. Для цього рейка на опорах мостів та інших споруд повинна утоплюватись у спеціальному пазу, а при встановленні рейки на сваю може використовуватися льодоріз.

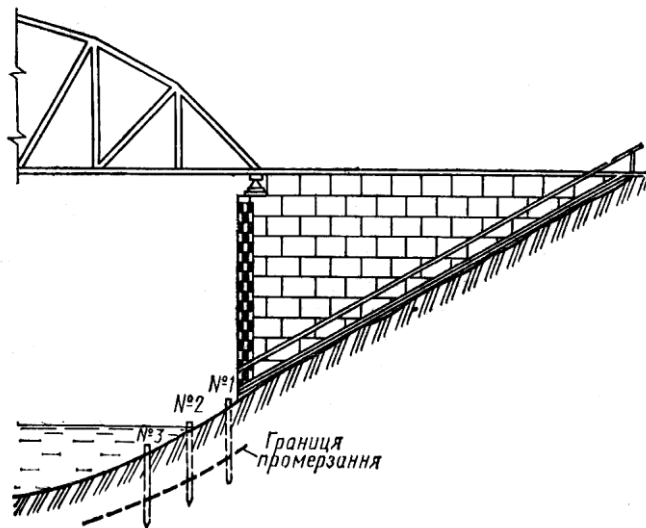


Рис.15.2. Пвлоьвий водомірний пост

При влаштуванні пальових постів у берег річки перпендикулярно до течії забивають ряд паль з таким розрахунком, щоб крайні з них були на 0,5 м вище і нижче найвищого і найнижчого рівня води, а перевищення між головками сусідніх паль – не більше 0,8 м. Спостереження на пальовому посту ведеться за допомогою переносної водомірної рейки о 8.00 і 20.00 . Усі спостереження над рівнями приводяться до однієї площини – нуля

графіка. За нуль графіка приймають горизонтальну площину, яка знаходиться приблизно на 0,5 ...1,0 м нижче найнижчого рівня. Рейки, палі і нуль графіка прив'язують нівелюванням до репера водомірного поста. За даними вимірювань обчислюють рівні за кожний день і складають таблицю щоденних рівнів за рік. У цій же таблиці подають середні, максимальні і мінімальні рівні за кожний місяць і рік; їх називають *характерними рівнями*.

Водомірні пости з самописцями рівня води мають велику перевагу перед простими постами. Вони дають можливість реєструвати рівні безперервно. Зазвичай самописець складається з прийомно-передавального пристрою і пишучого механізму. Перший являє собою пустотілий поплавок, з'єднаний через шків тросом з противагою. Дистанційні водомірні пости крім самописців рівня мають ще й передавальний пристрій.

Коливання рівня викликає переміщення поплавка і відповідне обертання вісі шківу. Остання обертає барабан з укріпленою на ньому стрічкою. При цьому каретка з пером рухається вздовж барабану і викреслює графік коливань рівня в певному масштабі.

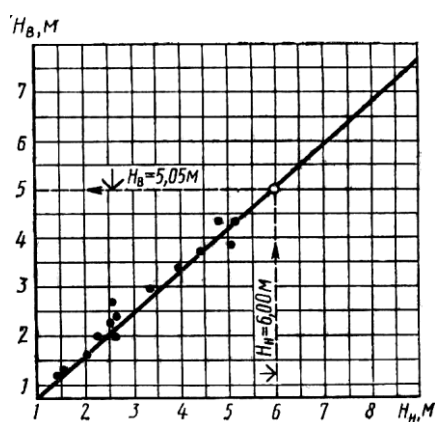


Рис. 15.3. Графік зв'язку рівнів на водомірних постах

Якщо порівняти графіки коливань рівнів води за даними водомірних постів, розташованих зверху вниз по течії річки, то легко помітити, що ці графіки в загальних рисах подібні. Проміжок часу запізнення характерних точок на графіках називають *часом добігання*, а рівні в цих точках – *відповідними*. Між відповідними рівнями завжди існує чітко виражена залежність, яку зображають

графічно і яка дозволяє за даними спостережень в одному пункті встановити відповідні рівні в іншому.

3. Похил вільної поверхні

Поздовжній похил вільної поверхні використовують у гідравлічних і гідрологічних розрахунках: при визначенні витрат за формулою Шезі, при переносі на створ мостового переходу розрахункових рівнів річки з найближчого водомірного поста, для визначення верху регуляційних та інших споруд моста, екстраполяції кривої витрати $Q = Q(H)$ і т. ін.

Зазвичай вважають, що рух води у створі для гідрометричних робіт близький до рівномірного, гідравлічний похил приймають рівним похилу вільної поверхні, тому похил вільної поверхні широко використовується у розрахунках за формулою Шезі. Його використовують при визначенні коефіцієнта шорсткості русла і заплави, витрат малої повторюваності і екстраполяції кривих витрат. Особливо він важливий у випадку неусталеного руху, коли крива витрати неоднозначна.

Для визначення поздовжнього похилу достатньо вимірити верхню H_v і нижню H_n відмітки на вибраній ділянці річки довжиною L , тобто

$$I = \frac{H_v - H_n}{L}.$$

Вимірювання проводять на похильних водомірних постах або по урізних кілках. Водомірні пости роблять парними, тобто розташовують їх вище і нижче осі мостового переходу і гідрометричного створу. Щоб похибка вимірювання похилу не перевищувала 10%, необхідно забезпечити різницю відміток вільної поверхні води на ділянці не менше 20 см для рівнинних рік і не менше 40 см – для гірських. Довжину ділянки ріки в більшості випадків вимірюють вздовж магістрального ходу, який розбивається паралельно лінії берега.

При визначенні поздовжнього похилу по урізних кілках їх забивають на кінцях магістрального ходу в затоках або спеціальних

канавках, які з'єднані з річкою, щоб уникнути завад від хвиль. Забивку до поверхні води і нівелювання відміток вільної поверхні проводять синхронно, бо рівні і витрати змінюються з часом.

4. Глибина

Глибина – це відстань по вертикалі від точки вільної поверхні води до дна. Глибина може використовуватися для розв'язання рівнянь гідравліки, визначення геометричних характеристик живих перерізів, побудови поздовжніх профілів, планів ділянок ріки в ізобатах і т. ін.

Глибини можуть вимірюватися як в окремих точках за допомогою мірки, лота, так і безперервно – профілографами.

Мірка являє собою жердину діаметром близько 5 см, довжиною 5–7 м з дециметровими позначками. На нижній кінець мірки надівають стальний башмак, який допомагає занурювати мірку у воду і захищає її від ушкоджень при ударах об дно. Мірка дає похибку вимірювань 2 %.

Для вимірювання глибин, більших, ніж 5 м, використовують ручні або механічні лоти. Ручний лот являє собою гнучкий трос діаметром 1–2 см або шнур з дециметровими позначками і марками через кожен метр. На кінці шнура прикріплюють важіль. При відповідному підборі важелів і діаметра троса похибка вимірювань не перевищує 1 %.

Профілографи за принципом дії поділяють на механічні, гідростатичні й акустичні. Механічні профілографи вимірюють глибину за допомогою промірного важеля на тросі, який рухається по дну; результати вимірювань передаються на записуючий механізм. Гідростатичні профілографи мають датчик тиску, який переміщується по дну.

Принцип дії акустичних профілографів базується на використанні ультразвукового ехолота. Важливою перевагою таких приладів є відсутність механічного контакту датчика з дном, тому їх можна використовувати, наприклад, при засміченому дні. Акустичні профілографи знайшли широке використання, через можливість забезпечити високу точність при великій швидкості виконання робіт. Недоліком акустичних профілографів є

ненадійність вимірювання при значній мутності, аерації потоку, підводній рослинності і т.ін.

Вимірювання глибин має цінність лише в тому випадку, якщо відомі планові координати промірних вертикалей, тобто вертикалей, де виконуються проміри. Положення промірних вертикалей визначають: вимірюванням відстаней тросом із мітками; визначенням кутів за допомогою мензули, теодоліта або секстанта з берега; астрономічними та радіогеодезичними методами.

Промірні ходи можуть проводитися по поперечних профілях; поздовжніх профілях; по косих галсах під довільним кутом до течії. Проміри по поперечних профілях відрізняються високою точністю визначення планового положення промірних вертикалей і можливістю вимірювання глибин по гідрометричному створу, який використовують для визначення витрат.

За даними вимірювань будується поперечний профіль. При підрахунку площі поперечного перерізу і змоченого периметра весь переріз розбивають на прямокутні трикутники і трапеції, що дозволяє використовувати такі формули:

$$\omega = \sum \frac{h_{i+1} + h_i}{2} b_i; \chi = \sum \sqrt{b_i^2 + (h_{i+1} - h_i)^2},$$

де b_i – відстань між сусідніми вертикалями; h_i і h_{i+1} - глибини на сусідніх вертикалях.

Побудова плану річки в ізобатах аналогічна побудові плану місцевості в горизонталях, тільки відлік виконується не від горизонтальної площини вгору, а від вільної поверхні при зрізному рівні донизу. Крок між ізобатами призначають від 0,2 до 2 м в залежності від глибини річки, складності рельєфу дна і масштабу плану.

При побудові ізобат на кожному профілі фіксується точка з найбільшою глибиною. По цим точкам проводять фарватер – лінію найбільших глибин. Розвертка вертикальної поверхні, що проходить через фарватер, являє сорбою повздовжній профіль річки, по ньому визначають її довжину.

5. Швидкість потоку

Швидкості потоків зазвичай використовуються для визначення витрати і побудови поля швидкостей. Прикладом останнього може служити план течії річки, який необхідний для компоновки і розрахунку споруд мостового переходу, визначення розмірів отвору і його положення, обрисів струмоспрямовуючих дамб. Іншим прикладом використання поля швидкостей є побудова ізотак – ліній рівних швидкостей. Векторне поле швидкостей також необхідне для прогнозування розвитку руслового процесу, захисту споруд від розмиву і пропуску льодоходу.

Існуючі прилади і способи у більшості випадків орієнтовані на визначення місцевих осереднених швидкостей турбулентного потоку. Період осереднення вибирається так, щоб він не впливав на значення осередненої швидкості і мав при цьому найменше значення. Якщо швидкості відомі в кількох точках по глибині, то можна побудувати епюру швидкостей по вертикалі. В залежності від умов руху закон розподілу швидкостей по вертикалі може бути різним. При близькому до рівномірного русі характерна епюра має мінімум біля дна і максимум біля вільної поверхні. За мінімум приймають донну швидкість на висоті виступів шорсткості, а за максимум поверхневу швидкість за межею дії вітрових хвиль.

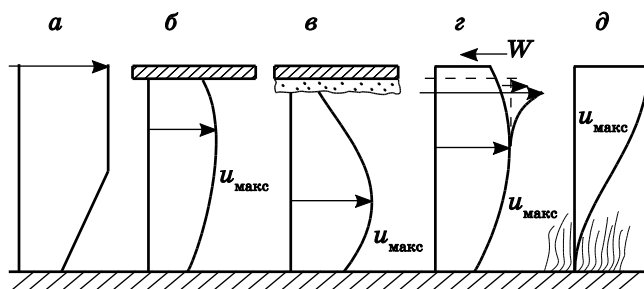


Рис. 15.4. Розподіл швидкостей в річковому потоці: а – типовий, б – під льодовим покривом, в – під шаром суги, г – при вітрі, д – під впливом рослинності

На розподіл швидкостей дуже впливає рельєф дна, водяна рослинність, льодовий покрив, швидкість і напрямок вітру. Перепони і рослинність на дні підвищують шорсткість русла і зменшують швидкість в придонному шарі. Наявність льодового

покриву приводить до зменшення швидкості у верхній частині потоку і переміщення максимуму швидкості до дна. Це відбувається через тертя потоку об нижню нерівну поверхню криги.

Швидкості течії річок вимірюються за допомогою поплавків або гідрометричним млинком. Поплавков називають тіло, що вільно переміщується потоком. Поплавки бувають точкові і інтеграційні.

Точкові вимірюють швидкість у певному порівняно тонкому шарі води. Період осереднення швидкості співпадає з часом його руху. Точковий поплавок може бути поверхневим, якщо рухається по вільній поверхні потоку, і глибинні, якщо рухаються у шарі на глибині.

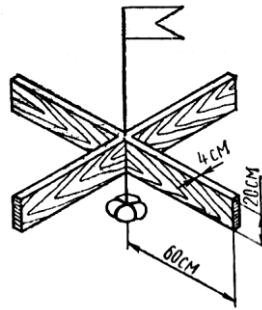


Рис. 15.5. Поверхневий поплавок

Надводна частина поверхневих поплавків по можливості повинна бути невеликою і мати обтічну форму, щоб як найменше сприймати дію вітру. Для кращої помітності поверхневі полавки окрашують і облаштовують прапорцем.

Інколи під час вишукувань в якості поверхневих поплавків використовують предмети, що пливуть по воді. При цьому вони повинні бути помітними і задовольняти перерахованим вище вимогам.

Використання поплавків зазвичай переслідує мету визначення витрати по швидкостям, найчастіше поверхневим. Як показує статистичний аналіз, між максимальною швидкістю і середньою поверхневими швидкостями з одного боку і середньою швидкістю всього потоку з іншого існує сталий зв'язок.

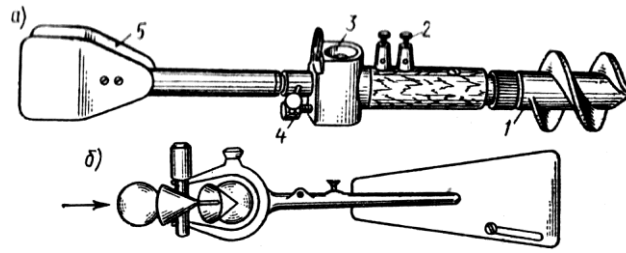


Рис. 15.6. Гідрометричний млинок

Точніше швидкість течії (від 0,25 м/с до 5 м/с) вимірюють за допомогою гідрометричного млинка, який дозволяє визначати швидкість у будь-якій точці потоку по ширині і глибині. Під час вимірювання швидкості гідрометричний млинок фіксують на штанзі, занурений у воду, на потрібній глибині так, щоб лопаті його стояли проти течії. Під впливом течії лопаті обертаються: чим більше швидкість, тим швидше. Через певну кількість обертів лопатей від млинка по проводах подається електричний сигнал на прилад, який знаходиться в човні і визначає час між двома сигналами, а також обчислює кількість обертів за секунду. За допомогою тарування гідрометричних млиноків в лабораторних умовах встановлюють залежність між кількістю обертів лопатей млинка за секунду і швидкістю течії. Користуючись цією залежністю і визначивши кількість обертів за секунду, можна обчислити швидкість течії в даній точці. Швидкість гідрометричним млинком вимірюють у гідрометричному створі на кількох вертикалях і в кількох точках на кожній з них.

Але в деяких випадках поплавкам слід надавати перевагу: на ділянках ріки із сильною течією, де неможливо вдержатися на човні; при порівняно малих швидкостях (до 15–20 см/с), коли млинок дає ненадійні результати; коли плавання по річці небезпечне, наприклад, під час льодоходу.

6. Витрати

Як відомо, витрата води визначається як інтеграл від швидкості по живому перерізу, тобто

$$Q = \int_{\omega} u d\omega.$$

Геометрично витрату можна уявити у вигляді суми об'ємів вертикальних шарів, товщина кожного з яких дорівнює одиниці ширини потоку, а бічна поверхня являє собою епюру розподілу швидкостей по відповідній вертикалі.

При вимірюванні швидкості гідрометричним млинком витрати можна обчислювати аналітично і графічно. Аналітично витрати обчислюють таким чином. За даними вимірювання знаходять середні швидкості на кожній промірній вертикалі. Наприклад, якщо на вертикалі швидкості вимірювали в п'яти точках, то середня швидкість визначається за формулою

$$v = 0,1(u_n + 3u_{0,2} + 3u_{0,6} + 2u_{0,8} + u_d),$$

де $u_n, u_d, u_{0,6}$ – швидкості на поверхні, біля дна і на відстані 0,6 глибини від поверхні відповідно. Аналогічні формули використовуються для трьох- і двох точкових способів:

$$v = 0,25(u_{0,2} + 2u_{0,6} + u_{0,8});$$

$$v = 0,5(u_{0,2} + u_{0,8}).$$

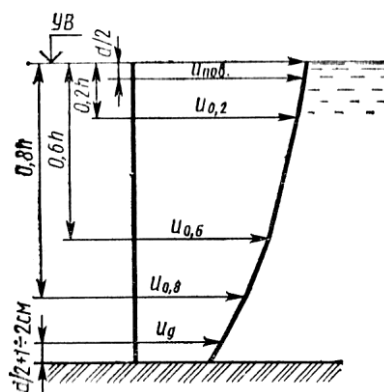


Рис. 14.7. Епюра швидкостей і схема їх вимірювання гідрометричним млинком

Перераховані формули використовують у випадку відкритих потоків без водної рослинності. Для потоків під кригою і з водною рослинністю формули для середньої швидкості на вертикалі для п'яти- і трьох точкових способів мають наступний вигляд:

$$v = 0,1(u_n + 2u_{0,2} + 2u_{0,4} + 2u_{0,6} + 2u_{0,8} + u_0);$$

$$v = \frac{1}{3}(u_{0,15} + u_{0,5} + u_{0,85}).$$

Далі обчислюють витрату за формулою наближеного інтегрування

$$Q = kv_1\omega_0 + \frac{v_1 + v_2}{2}\omega_1 + \dots + \frac{v_{n-1} + v_n}{2}\omega_{n-1} + kv_n\omega_n,$$

де $v_1, \dots, v_n$ – середні швидкості на вертикалях; $\omega_0, \dots, \omega_n$ – площі інтервалів між промірними вертикалями; k – коефіцієнт, який залежить від характеру берега.

При вимірюванні швидкості поплавками порядок обчислення витрат такий. Усі поплавки розбивають на групи за положенням їх у створі по ширині річки. Площу живого перерізу ділять на інтервали відповідно до кількості груп поплавків.

Межі інтервалів проводять через центри ваги груп поплавків. Середню поверхневу швидкість для кожної групи поплавків обчислюють через середню тривалість ходу даної групи.

Обчислені для кожної групи значення швидкості розглядають, як середні швидкості на швидкісних вертикалях. Використовуючи попередню формулу, знаходять фіктивну витрату Q_ϕ . Витрату вважають фіктивною тому, що при її обчисленні замість середніх швидкостей використовувались поверхневі швидкості на вертикалях, які більші за середні.

Щоб перейти від фіктивної витрати до дійсної, треба ввести поправочний коефіцієнт K : $Q = KQ_\phi$. Величину K для великих річок приймають у межах 0,84–0,87 або обчислюють за формулою

$$K = \frac{C}{C + 6},$$

де C – коефіцієнт Шезі.

7. Криві витрат, площ живих перерізів, середніх швидкостей

Вимірювання швидкостей для визначення витрат води – досить складна і коштовна операція, тому її проводять не щодня. Щоб одержати величини витрат за кожний день без щоденних вимірювань, користуються *кривою витрат*, яка виражає залежність витрат від рівнів. Зв'язок між витратами і рівнями встановлюється за даними багаторічних спостережень і може мати різний вигляд. Якщо в стійкому руслі при всіх рівнях рух рівномірний, то цей зв'язок однозначний. Проходження паводкової хвилі призводить до утворення на кривій витрат *паводкової петлі*. Разом із кривою витрат будують криві залежності живих перерізів і швидкостей течії від рівнів.

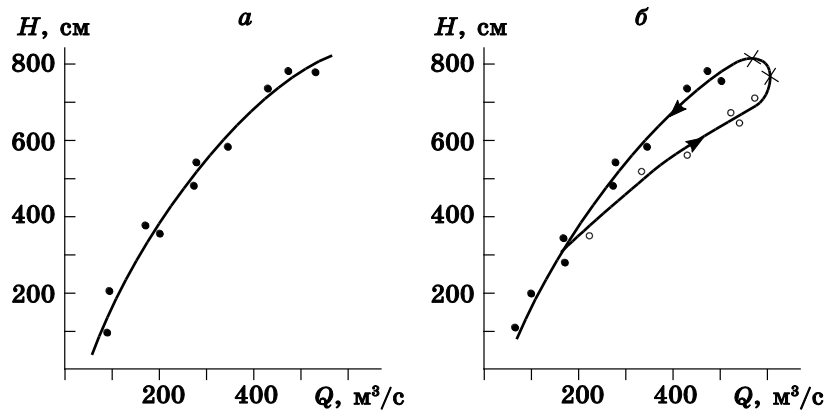


Рис. 15.8. Криві зв'язку витрат і рівнів води в річці: а – однозначна; б – з паводковою петлею

У більшості випадків навіть відносно тривалі спостереження не забезпечують одержання зв'язків $Q = Q(H)$; $\omega = \omega(H)$; $v = v(H)$ в області високих розрахункових значень. Доводиться звертатися до екстраполяції відповідних кривих. Крива площ легко добудовується

до необхідного рівня по даним нівеліровки відповідного поперечного профіля. Екстраполяція кривих, що описує зміну інших компонентів рівняння нерозривності і формули Шезі, значно складніша і можлива тільки при відносно сталій формі перерізу і шорсткості.

У визначенні розрахункового рівня мостового переходу основну роль відіграє крива витрат.

8. Об'єм стоку

Користуючись кривою витрат (рис. 8) і таблицею щоденних рівнів води, можна одержати середню величину витрат води за кожен день. За величинами щоденних витрат можна обчислити середні, найбільші і найменші витрати за місяць, рік або ряд років. Середні, найбільші і найменші витрати за рік або ряд років називають *характерними витратами*. За даними щоденних витрат будують хронологічний графік коливання витрат, який називають *гідрографом*. При значній тривалості спостережень можна побудувати *типовий гідрограф*. Методика побудови типового гідрографа (рис. 7.10) нічим не відрізняється від побудови типового графіка коливань рівнів води.

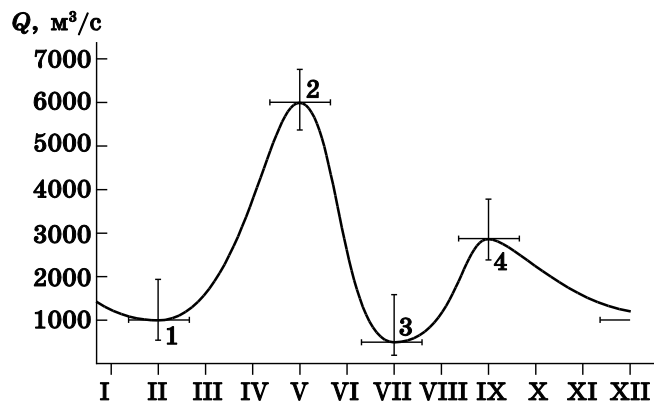


Рис. 15.9. Типовий гідрограф річки із східно-європейським типом водного режиму:

1 – зимовий межень; 2 – весняна повінь; 3 – літня межень; 4 – літньо-осіння повінь

Об'єм стоку можна одержати інтегруванням витрати водотока на певному проміжку часу, тобто

$$W = \int_0^T Q(t) dt.$$

Якщо побудований гідрограф, то об'єм стоку визначається як площа під гідрографом на даному інтервалі часу. В залежності від розмірів водотока, його водного режиму і поставлених інженерних задач будують гідрографи різної тривалості. Для розрахунків мостових переходів і багатьох других гідротехнічних споруд необхідне визначення річного і навіть багаторічного стоку річки. При розрахунку дорожніх труб на малих водотоках необхідно знати розрахунковий стік, який формується під час проходження ливня.

Крім гідрографів у розрахунках часто використовують інтегральну криву стока. Середнє значення витрати дорівнює тангенсу кута нахилу лінії, що з'єднує початкову і кінцеву точки графіку кривої $W = W(t)$ за відповідний період.

Лекція 16. ФОРМУВАННЯ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ МАКСИМАЛЬНОГО СТОКУ

1. Методи оцінки максимального стоку

Максимальним стоком називають сток паводків і водопіль. Його особливості впливають на розміри дорожніх водоперепускних споруд і систем водовідведення. Розрахункові значення гідравлічних характеристик для них одержують на основі даних про максимальний стік. Перевищення характеристик потоку над розрахунковими значеннями є основною причиною, яка загрожує нормальній експлуатації більшості гідротехнічних споруд. Воно може призвести до аварійної ситуації і навіть катастрофічним наслідкам.

Існують два основні шляхи врахування дії значної кількості різних факторів на формування максимального стоку. Перший базується на їх інтегральній оцінці через вимірювання витрат і рівнів з наступною обробкою методами математичної статистики. В основу прогнозування розрахункових характеристик кладеться довгий ряд спостережень за витратами і рівнями водотока в конкретному створі.

Гідрометричні дані можуть отримуватись не тільки на спеціальних водомірних постах, для цієї мети використовуються різні гідротехнічні об'єкти: гідроелектростанції, водозливи, різноманітні лотки.

Основою цього методу є достатньо надійний зв'язок рівнів і витрат на перехованих спорудах у вигляді рівнянь гідравліки. Ці рівняння дозволяють відтворити витрати по характерним слідам паводків на крутих берегах, затоплюваних ділянках лісу, на конструкціях водоперепускних споруд. Але описаний вище метод має свої недоліки. Головний з них – обмеженість числа пунктів і тривалості спостережень на них. На невеликих річках з площею водозбору до 3000 км² дані про витрати часто відсутні взагалі. В слабоосвоєних районах навіть на прівняно крупних річках з площею водозбору до 20000 км² не проводилися систематичні спостереження. Це виключає повністю або робить ненадійним використання статистичних методів.

Другий метод визначення витрат малої повторюваності базується на врахуванні походження стоку або на підборі емпіричних або напівемпіричних формул, які відбивають вплив основних факторів формування максимального стоку. Вплив інших факторів враховується коефіцієнтами, отриманими по даним гідрометеорологічних спостережень. Деякі формули можуть використовуватися на всій території країни, а інші – тільки регіонально. Для транспортного будівництва характерне лінійно-регіональне узагальнення вздовж трас доріг, що проектуються.

Переважає більшість водоперепускних дорожніх споруд складають труби і малі мости. Вони пропускають стік з малих водозборів. Максимальні витрати на них зазвичай формується за рахунок випадіння дощів.

Стік з великих водозборів проходить через мостові переходи. В умовах України максимальний стік з великих водозборів найчастіше спостерігається під час водопіль і є результатом танення снігу. По ним накопичений значний обсяг статистичних матеріалів багаторічних гідрометричних спостережень. Ці дані лежать в основі гідрологічного обґрунтування мостових переходів.

2. Формули для визначення максимальних витрат

Опади у вигляді дощу є основним джерелом формування паводків. Природньо, що характеристики опадів входять в формули максимальних витрат паводків в якості визначальних факторів. Вони можуть використовуватися в явному вигляді або враховуватися через характеристики водовіддачі чи стоку. Найчастіше до формул входять інтенсивність опадів; гранична інтенсивність; шар опадів добової тривалості з вірогідністю перевищення 1%.

Формули для розрахунку максимальних витрат відрізняються значною різноманітністю і залежать від особливостей їх теоретичного обґрунтування. В цілому розрахункові залежності для визначення максимальних витрат можна поділити на дві основні групи.

До першої групи відносяться емпіричні редукційні і об'ємні формули, а також формули граничної інтенсивності.

Для складення регіональних норм стока для мало вивчених районів використання емпіричних формул дає єдину можливість визначення витрат. Але для одержання емпіричної формули необхідно мати як фізико-географічні, так і морфометричні характеристики для частини басейнів з відповідними значеннями витрат, тому що емпіричні формули враховують фактори, які пов'язують кліматичні особливості і характеристики поверхні басейну з відповідною витратою.

Під редукцією будемо розуміти спрощення, зведення складного до більш простого, що можна легко досягнути, проаналізувати або розв'язати.

Емпіричні редукційні формули ґрунтуються на найбільш характерних факторах стоку і враховують в явному вигляді залежність модулів стоку від площі басейну. Основні параметри цих формул визначаються безпосередньо по матеріалам гідрометричних досліджень і спостережень. Перевагою емпіричних редукційних формул є те, що їх загальну структуру можна вивести теоретично і скорегувати по натурним даним з урахуванням гідрологічних особливостей даного регіону.

В якості прикладу можна навести методику одержання структури формули, розроблену О.В. Андрєєвим.

Зв'язок між середньою інтенсивністю і тривалістю опадів зазвичай записується у вигляді

$$a = \frac{K}{T^{\frac{2}{3}}},$$

де K — регіональний кліматичний коефіцієнт.

Тоді шар опадів за час дощу визначається за формулою

$$H = aT = KT^{\frac{1}{3}}.$$

Розрахунковий (найнебезпечніший) час дощу, визначається як час добігання води від найвіддаленішої точки басейну до споруди:

$$T = \tau = \frac{L}{V_{ул}},$$

де L — довжина басейну; $V_{ул}$ — швидкість стікання; τ — час добігання.

Максимальна витрата дощового стоку

$$Q = 16,7aF,$$

де 16,7 — коефіцієнт розмірності, який враховує, що середня інтенсивність опадів виражається в мм/хв., площа басейну — в км², а витрата — в м³/с.

Емпіричні формули можна одержати також іншими способами, наприклад способом кореляції, способом послідовного виявлення впливу діючих компонентів на вибрану характеристику стоку, способом підбору і т. ін.

Структура більшості емпіричних формул має вигляд

$$Q = AF^{(1-n)},$$

де A — кліматичний параметр; n — показник степені редукції.

Для знаходження кліматичного параметра встановлюють його залежність від даних про опади, що мають на найближчих метеостанціях.

Формули цього типу можуть мати вигляд

$$Q = qF = \frac{q_0 F}{(F + C)^n},$$

де q — максимальний модуль стока з 1 км² в м³/с; q_0 — граничний модуль стоку при $F \rightarrow 0$ і $C=1$; C — параметр, що враховує нелінійність залежності $\lg q = f(\lg F)$ в зоні малих площ басейну; n — показник степені редукції максимальних модулів стоку.

По об'ємним формулам максимальна витрата води визначається в залежності від об'єму паводка, його тривалості і форми гідрографа:

$$Q = \frac{kH\alpha}{T} f,$$

де k — коефіцієнт розмірності; H — шар опадів; α — об'ємний коефіцієнт стоку; T — тривалість фази паводка; f — коефіцієнт форми гідрографа.

Об'ємні залежності використовуються тільки для паводків плавної, одномодульної форми, які викликаються ізольованими дощами. Крім того, недоліком цих залежностей є складність визначення коефіцієнта стоку, який змінюється в значних межах. Тобто, використання таких залежностей обмежено фізико-географічними умовами територій.

Формули граничної інтенсивності ґрунтовані на врахуванні максимальної інтенсивності дощу за певний інтервал часу, при цьому тривалість дощу приймається рівною часу добігання води від найвіддаленішої точки басейну до розрахункового створа.

Ці залежності враховують лише одну фазу паводка, фазу максимуму. Недоліком цього метода є неточність визначення для басейна швидкостей і часу добігання, а в наслідок цього, і основних параметрів, що йому відповідають (максимальної інтенсивності дощу, інфільтрації і т. ін.). Крім того, дуже складно визначити об'єм опадів, їх розподіл по площі басейну і в часі через надзвичайну нерегулярність дощів, особливо в гірських районах. Це примушує авторів залежностей вводити ряд допоміжних параметрів. Формула граничної інтенсивності може мати вигляд

$$Q = k\varphi aF,$$

де φ — коефіцієнт стока; a — максимальна інтенсивність дощу за час добігання; k — коефіцієнт розмірності.

Друга група формул має генетичну основу і полягає в побудові гідрографа методом ізохрон, методом математичного моделювання паводків і методом геометричної схематизації.

3. Перенос характеристик річки на проектний створ

Для визначення гідрологічних характеристик проектного створа в першу чергу використовують гідрометричні створи річки, суміжні з ним. Для визначення розрахункового рівня в створі споруди по багаторічним спостереженням рівнів в гідрометричних створах або на водомірних почтах вище і нижче споруди може використовуватися графік зв'язку відповідних рівнів. Графік повинен будуватися до розрахункових рівнів.

Якщо створ з багаторічними даними по рівням і проектний розташований недалеко, то перерахунок рівнів з одного створа на інший може виконуватись безпосередньо по похилу вільної поверхні річки, без побудови графіка зв'язку рівнів.

Перенос на проектний створ витрат найпростіше виконати коли створ з багаторічними гідрометричними даними і проектний знаходяться порівняно недалеко. Тоді розрахункові витрати вважаються однаковими. Критерієм близькості створів є різниця для них площ водозборів. Ці площі не повинні відрізнятися більше ніж на 3%.

Якщо різниця площ водозборів більша, то можна використовувати зв'язок витрат з площами водозбору. Ця залежність може бути регіональною, тобто будуватися на основі натурних даних для району переносу. Можуть використовуватися і загальні формули для визначення розрахункових витрат. Параметри залежності $Q = Q(F)$ визначають для гідрометричного створа з багаторічними спостереженнями при розрахунковій витраті заданої вірогідності перевищення. Потім при відомих параметрах $Q = Q(F)$ визначають розрахункову витрату в проектному створі по площі його водозбору. Якщо вище і нижче мосту, що проектується, є кілька гідрометричних сиворів, то можна на кожному з них визначити розрахункову витрату і побудувати відповідну криву. Розрахункова витрата проектного створа визначається по цій кривій. Слід підкреслити, що такі приклади можливі тільки при виконанні рідку вимог, які розглянуті у наступному підрозділі.

4. Визначення розрахункових витрат по річкам-аналогам

Визначення розрахункових витрат методом, викладеним вище, передбачає використання річки-аналога в якості фізично подібної моделі водозбору, що досліджується. Подібність визначається сукупністю факторів, до яких відносять кліматичні, морфологічні і геоботанічні. Серед кліматичних факторів головним є тип максимального стоку:ливневий, селевий, від танення снігу або льодовика. В залежності від типу стоку розглядають перелік і числові значення інших кліматичних факторів. Наприклад, якщо витрати формуються стоком від сніготанення, то для басейну що розглядається і його аналога бажано по можливості більше співпадіння ознак, які визначають запаси снігу в басейні, інтенсивність його танення, тобто товщини снігового покриву і його щільності, добові ливневі максимуми на початок сніготанення, середньодобові градієнтів температури в період танення.

Часто аналоги не мають достатнього спів падіння всіх ознак. В цих умовах співставлення проводиться по основним ознакам, які визначають стік у кожному конкретному випадку. Наприклад, при формуванні водопілля від танення снігу найважливішими є середні суми опадів за холодний період і температурний режим у період

танення. Для розрахункових витрат липневого походження найважливішими є добові максимуми опадів.

З морфологічних ознак порівнюють площі басейнів і їх форма, середні позначки водозборів і їх водорозділів, густота руслової мережі і середні похили, озерність і заболоченість. Так площі басейнів не повинні відрізнятися більш ніж у п'ять разів при $F > 1000 \text{ км}^2$ і більше ніж у десять разів в іншому випадку. Форма басейн характеризується відношенням довжини річки до квадратного кореня з площі басейна.

З геоботанічних ознак важливі ґрунтовий покрив, частка площі басейна під лісом, наявність карсту, підземного стоку і т. ін.

Після вибору річки-аналога проводять обробку її даних. На її основі в залежності від типу максимального стоку одержують ті чи інші розрахункові характеристики аналога. Наприклад, для водопіль від танення снігу визначають максимальний модуль елементарного стоку розрахункової вірогідності перевищення і коефіцієнт мінливості. Для паводків липневого походження знаходять розрахунковий шар опадів заданої вірогідності перевищення і тривалості випадіння, коефіцієнт стока, коефіцієнт мінливості. Питомі фізисні характеристики, наприклад максимальний модуль елементарного стоку і розрахунковий шар опадів аналога, переносяться на проектний варіант без змін. Інші параметри, наприклад коефіцієнт мінливості, перераховують по формулам інтерполяції.

Витрати заданої вірогідності перевищення визначаються через відповідні витрати річки-аналога по формулі

$$Q_p = Q_p' f(F, L, I, \dots) / f(F', L', I', \dots),$$

де F, L, I – площа, довжина і похил басейну.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. О.В.Біловол. Гідравліка, гідрологія, гідрометрія: Навчальний посібник . – Харків: видавництво ХНАДУ, 2015.
2. Справочник по гидравлике/Под ред. В.А. Большакова, - 2-е изд., перераб. И доп. – К.: Вища шк., Головное изд-во, 1984. – 343 с.
3. Константинов Н.М., Петров Н.А., Высоцкий Л.И. Гидравлика, гидрология, гидрометрия. В 2-х ч. Ч. 1. Общие законы. Под ред.. Н.М. Константинова. – М.: Высш.шк., 1987. – 304 с.: ил.
4. Константинов Н.М., Петров Н.А., Высоцкий Л.И. Гидравлика, гидрология, гидрометрия. В 2-х ч. Ч. 2. Специальные вопросы. Под ред.. Н.М. Константинова. – М.: Высш.шк., 1987. – 431 с.: ил.
5. Чугаев Р.Р. Гидравлика. – Л.: энергоиздат, 1982. – 672 с.
6. Романенко Є.І. Методичні вказівки до лабораторних робіт з дисципліни “Гідравліка споруд”. Харків, ХНАДУ, 2005. – 28 с.