

Міністерство освіти і науки України
Інженерний навчально-науковий інститут
Запорізького національного університету

ВОДОЗАБІРНІ БУДІВЕЛЬНІ ОБ'ЄКТИ
Конспект лекцій
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної
програми
«Міські інженерні мережі», "Міське будівництво та господарство",
"Промислове та цивільне будівництво"

Затверджено
вченою радою ЗНУ
Протокол №_ від
_____ р.

Запоріжжя
2025

УДК

Д 560

Добровольська О. Г. Водозабірні будівельні об'єкти : конспект лекцій для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» за освітньо-професійною програмою «Міські інженерні мережі», "Міське будівництво та господарство", "Промислове та цивільне будівництво" Запоріжжя : ЗНУ, 2025. 106 с.

В рукопису подано в систематизованому вигляді стислий виклад курсу лекцій дисципліни «Водозабірні будівельні об'єкти», теоретичні основи проектування водозабірних будівель на території населених міст; нормативні документи з влаштування та прокладання їх конструктивних елементів, зроблено акцент на обладнанні водозабірних будівель, для забезпечення надійної експлуатації, особливостях розміщення мереж інженерного забезпечення будівель. Містить ілюстративний (рисунок, схеми) і табличний матеріали.

Для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», які навчаються за освітньо-професійною програмою «Міські інженерні мережі», "Міське будівництво та господарство", "Промислове та цивільне будівництво"

Рецензенти:

В. А. Банах, доктор технічних наук, професор, проректор з науково-педагогічної роботи та технічної освіти Запорізького національного університету

Є. А. Манідіна,

кандидат технічних наук, доцент кафедри прикладної екології та охорони праці Запорізького національного університету

Відповідальний за випуск

А. В. Банах, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри міського будівництва і архітектури

З М І С Т

	стор.
Вступ.....	4
Тема №1. Загальна характеристика природних джерел водопостачання	5
Тема №2. Річкові водозабірні споруди. Водозабірні споруди берегового типу	13
Тема №3. Елементи водозабірних споруд берегового типу	19
Тема №4. Водозабірні споруди руслового типу	31
Тема №5. Елементи водозабірних споруд руслового типу.....	41
Тема №6. Рибозахисні пристрої водозабірних споруд.....	50
Тема №7. Спеціальні водоприймальні споруди.....	59
Тема №8. Основні статичні розрахунки елементів водозаборів	77
Тема №9. Споруди для забору підземних вод.....	81
Тема №10. Водоприймальна частина свердловин	88
Тема №11. Розрахунок одиночних свердловин	97
Тема №12. Водозабори при використанні свердловин і їх розрахунок ..	108
Тема №13. Горизонтальні водозабори, їх основні типи, конструкція і розрахунок.....	119
Тема №14. Променеві водозабори.....	127
Тема №15. Особливості водозаборів інфільтраційного типу	133
Тема №16. Штучне поповнення запасів підземних вод.....	137
Тема №17. Шахтні колодязі, їх конструкція. Схеми водозаборів з використанням шахтних колодязів	141
Тема №18. Каптаж висхідних і нисхідних джерел	144
Тема №19. Санітарна охорона джерел водопостачання.....	146
Підсумок.....	151
Література	152

В С Т У П

Навчально-методичний посібник повинен допомогти студентам при самостійному вивченні дисципліни „Водозабірні споруди” та доповненні тих знань, які вони отримують на лекціях та практичних заняттях.

В ньому розглянуті схеми, конструктивні особливості, принципи роботи окремих типів водозаборів та їх розрахунок при заборі води з поверхневих і підземних джерел. Найбільш повно розглянуті водозабори з річок. Це пов'язано з тим, що такі водозабори являються самими розповсюдженими. Технічні рішення, які забезпечують роботу таких водозаборів, являються основою і для водозаборів з інших поверхневих джерел. Тому для того, щоб ознайомити студентів з впливом джерела водопостачання на конструкцію водозабору, в окремій темі розглядаються особливості водозаборів з різних поверхневих джерел. При цьому акцент робиться тільки на тих особливостях, які визначаються типом джерела.

В другій частині курсу розглянуті водозабори з підземних джерел, конструкція водозабірних свердловин, схеми водозаборів із свердловин та інших водозаборів з підземних джерел. Враховуючи неоднозначність окремих характеристик забору води з підземних джерел, наводяться основні сучасні напрями їх визначення та дається рекомендація меж використання тих чи інших теоретичних і експериментальних залежностей. Крім того, розглядається можливість комплексного використання поверхневих та підземних джерел за рахунок можливого збільшення дебіту одних за рахунок інших.

Посібник направлено на ліквідацію основного недоліку існуючих підручників – деякої непослідовності у викладенні інформативного матеріалу для студентів.

Тема №1. Загальна характеристика природних джерел водопостачання

1. Види природних джерел водопостачання.
2. Дебіт джерел і санітарна оцінка якості води.
3. Умови прийому води з річок.
4. Оцінка руслового режиму в місці водозабору.

Всі природні джерела води, які практично використовуються для водопостачання можна віднести до двох категорій:

- поверхневі джерела – ріки (в природньому чи зарегульованому стані), озера і моря;
- підземні джерела – ґрунтові і артезіанські води і джерела, які виходять на поверхню.

Джерела водопостачання повинні задовольняти наступним вимогам:

- забезпечувати одержання необхідної кількості води на весь розрахунковий період;
- забезпечувати безперебійність водопостачання;
- давати воду по можливості мало забруднену.

Джерело водопостачання повинно задовольняти вимогам ДСТУ 4808:2007 «Джерела централізованого питного водопостачання. Гігієнічні та екологічні вимоги щодо якості води і правила вибирання». Крім того, всі питання санітарної охорони джерел питного водопостачання і дотримання вимог до якості питної води розв'язуються органами Державного санітарного нагляду.

Запаси прісної води на початку ХХІ ст. стануть меншими за $800\text{м}^3/\text{рік}$ на людину. За запасами 15 республік колишнього СРСР Україна посідала 12-е місце. На одного мешканця України припадає лише 1000м^3 прісної води на рік. В середньому річковий стік в Україні $49,2$ тис. $\text{м}^3/\text{км}^2$. В промислово розвинутих Донецькій, Луганській та Харківській областях у маловодні роки на 1км^2 припадає $16\dots30$ тис. м^3 води річкового стоку. На одного мешканця східних та південних областей річкового стоку припадає всього $0,24\dots0,5$ тис. $\text{м}^3/\text{км}^2$.

В Україні річний стік річок становить $87,1$ км^3 , а в маловодні роки – $55,9\text{км}^3$. Прогнозні запаси підземних вод дорівнюють $21\text{км}^3/\text{рік}$, в т.ч. пов'язаних з поверхневим стоком $14\text{км}^3/\text{рік}$, не пов'язаних з поверхневим стоком $7\text{км}^3/\text{рік}$, а експлуатаційні запаси – $5,6\text{км}^3/\text{рік}$.

Середня питома забезпеченість населення на Україні підземними водами для прогнозних та експлуатаційних запасів дорівнює відповідно 416м³/рік та 110 м³/рік. світове водоспоживання характеризуються даними, які наведено в табл. 1.

Таблиця 1 - Об'єм світового забору води для різних споживачів, км³/рік

Споживач	Роки							
	1900	1940	1950	1960	1970	1975	1980	2020
Комунальне господарство	20	40	60	80	120	150	10	480
Промислове господарство	30	120	190	300	510	630	720	700
Сільськогосподарське господарство	350	666	860	1500	1900	2100	800	3100
Всього	400	820	1010	1800	2530	3880	3710	4280

Головною річкою України являється р. Дніпро, яка протікає приблизно по середині її території. В північній частині України головними являються ріки Прип'ять і Десна з їх протоками. В західній частині України протікає р. Дністер, яка забезпечує водою цей район. На сході України води мало. Річка Сіверський Донець маловодна. Погано забезпечено водою і південь України.

Головною водною артерією Запорізької області являється р. Дніпро. Але вона не всім районам доступна. Тому поряд з поверхневими використовуються також підземні джерела. Підземні води на території України також розподілені нерівномірно. Північна і західна частини України мають відносно великі запаси, а східна і південна частини погано забезпечені підземною водою.

Практично відсутні експлуатаційні запаси прісних підземних вод на Українському щиті (Придніпровському і Приазовському кристалічному масивах, площа яких складає біля 40% від всієї площі області). Не мають запасів *Вільнянський, Запорізький, Ново-Миколаївський райони*. Практично відсутні запаси в *Приморському, Чернігівському і Бердянському* районах. Не забезпечені запасами води і райони на узбережжі Азовського моря (в межах *Акимівського і Приазовського* районів). Населення цих безводних районів відчуває гостру нестачу питної води. Тут для питних потреб використовується дощова вода, вода підвищеної мінералізації або питна вода, яка привозиться

автомашинами за десятки кілометрів з сусідніх районів. В межах окремих адміністративних районів спостерігається нерівномірність розміщення запасів хоч в цілому ці райони забезпечені водою. Це відноситься до *північної частини Гуляйпольського, південної частини Куйбишевського, північної частини Орхівського і південної частини Пологівського* районів, які розміщені на масивах.

В цілому по *Запорізькій області* розвідано експлуатаційних запасів ≈ 1 млн.м³/добу при потребі ($\approx 1,3$ млн.м³/добу). При цьому головні запаси підземних вод 270700 м³/добу знаходяться в *Кінсько-Ялинській* впадині і *Причорноморському* артезіанському басейні (732500 м³/добу). *Приазовський* кристалічний масив має експлуатаційних запасів тільки на $\approx 5\%$ від необхідних.

Найбільшу необхідність у воді мають *Бердянський* (158900 м³/добу) і *Мелітопольський* (194500 м³/добу) райони. При цьому підземними водами *Бердянський* район забезпечено на 6,3% (10000м³/добу), а *Мелітопольський* на 37% (63800м³/добу).

Природні води використовуються не тільки для водопостачання, але і для других цілей: *зрошення, гідроенергетики, водного транспорту, лісосплаву* і т.п. В залежності від способу використання води розрізняють *водоспоживачів і водовикористовувачів*. Ряд великих водоспоживачів і водовикористовувачів не можуть задовольнятися використанням рік в їх природньому стані. Тому приходить регулювати річний стік. Цілий каскад водосховищ спостерігається на Дніпрі. Невеликі греблі влаштовуються і на малих ріках.

Рациональне розв'язання питань використання водних ресурсів і забезпечення інтересів всіх видів водоспоживачів і водовикористовувачів можливо тільки за умови *комплексного розв'язування водогосподарських проблем*. При сучасному ступіні розвитку господарської діяльності людей вони чинять суттєвий вплив на стан природних джерел водопостачання як у відношенні їх дебіта, так і в якості води.

Перетворення рік в каскад водосховищ суттєво відображається на їх гідрологічному режимі. Так сезонний розподіл стоку значно змінюється: *повінь згладжується, меженний і зимовий стоки зростають, втрати на випарювання збільшуються, змінюється якість води і її коливання*.

Суттєвим видом впливу господарської діяльності людей на природні водойми являється скидання в них *стічних вод міст і промислових підприємств*.

Недостатня очистка стічних вод приводить до забруднення рік. Основними забруднювачами води являються *металургійні заводи, збагачувальні фабрики, гірничі підприємства, хімічна промисловість* і т.п.

Для цілей водопостачання у якості *поверхневих джерел* використовуються *ріки, озера і моря*.

Річкова вода характеризується відносно великою *каламутністю* (особливо в період повені), високим вмістом *органічних домішок, бактерій, значною кольоровістю* води. Але зате річкова вода має малий вміст *мінеральних солей* і відносно невелику *твердість*.

Вода *озер* має дуже *малу каламутність*. Ступінь мінералізації води озер буває різною.

Поверхневі джерела характеризуються великими коливаннями якості води і кількості забруднень в окремі періоди року. Якість води рік і озер в значній мірі залежать від інтенсивності випадання атмосферних осадків, розтавання снігів, а також від забруднення поверхневими стоками і стічними водами міст і промислових підприємств.

Сезонні коливання якості річної води часто бувають дуже *різкими*.

Підземні води, як правило, не мають *завислих речовин*, тобто вони *прозорі і безкольорові*. Ці води мають *високі санітарні якості*. Але вони бувають *сильно мінералізовані* (підвищена *твердість*, наявність *неприємного смаку*, вміст *речовин*, які шкідливо впливають на організм людини).

Але не тільки якість води визначає вибір джерела водопостачання. Велике значення має його *потужність, віддаленість, вартість подачі і очистки* води.

Умови забору води з джерела в залежності від кількості наносів (завислих речовин), стійкості берегів і дна, наявності шуги і внутрішньоводного льоду, а також забрудненості водного джерела можуть бути *легкими, середніми, важкими, дуже важкими*.

Градації, які характеризують ці умови приведені в будівельних нормах (СНиП 2.04.02-84). Так при легких умовах вміст *завислих речовин* $\rho \leq 0,5 \text{ кг/м}^3$, водоймище стійке, внутрішньоводного льоду немає, водоростів і ракушок немає. При дуже важких умовах *завислих речовин* $\rho > 5 \text{ кг/м}^3$, русло нестійке, велика кількість шуги і т.п. Крім того, умови забору характеризуються забезпеченістю максимальних і мінімальних рівнів води, які встановлюються в залежності від категорії надійності подачі води (табл. 2).

Таблиця 2 - Нормативна забезпеченість рівнів води

Категорія надійності подачі води	Розрахункова забезпеченість рівнів води в поверхневих джерелах для водозаборів в %	
	максимальний	мінімальний
I	1	97
II	3	95
III	5	90

Місце розміщення *водоприймальника* повинно можливо більше задовольняти слідуючим умовам:

- а) забезпечення можливості найбільш простого і дешевого способу забору води з джерела;
- б) забезпечення безперебійності одержання необхідних витрат води;
- в) забезпечення одержання найбільш чистої води;
- г) бути по можливості ближче до об'єкту, який споживає воду.

Місце розміщення водоприймальників господарсько-питних водопроводів повинно бути узгоджено з органами Державного санітарного надзору і повинно забезпечувати можливість організації *зон санітарної охорони*. На судноплавних ріках місце водоприймальника повинно бути узгоджено з організаціями водного транспорту. Воно не повинно розміщуватися в зоні руху суден і плотів.

При виборі *місця розміщення водозабору* необхідно керуватися такими положеннями:

- водозабір, який повинен подавати воду на господарсько-питні потреби, слід розміщувати за течією ріки вище місця скиду стічних вод, тобто вище населеного пункту (міста) чи промислового підприємства;
- водозабір не слід розміщувати в гирлах притоків і біля виходів рік, балок і ярів;
- водозабір слід розміщувати вище порожистих місць, ділянок з великими швидкостями і мостів з русловими опорами, тому що ці ділянки схильні до інтенсивного підводного *льодостворення* ;
- не слід розміщувати водозабори на ділянках з важкими геологічними умовами, які несприятливо впливають на стійкість русла і споруд, а також вимагають необхідності збільшення глибини закладки фундаментів і ускладнюють ведення робіт;
- водозабір слід розміщувати на ділянках із сприятливими топографічними умовами, які забезпечують незатоплення корінного

берегу і достатню глибину води біля нього, необхідну для розміщення водоприймальних отворів;

- водозабір слід розміщувати в тих місцях русла ріки, у яких немає інтенсивного відкладення наносів (наноси частіше всього відкладаються на прямолінійних ділянках ріки, а також у її вигнутих берегів);
- при виборі місця розміщення водозабору необхідно враховувати можливість організації зон санітарної охорони при економічно доцільних витратах, а також можливість комплексного водогосподарського використання даного водоймища;
- при всіх інших однакових умовах з економічних міркувань місце водоприйому повинно бути найближчим до об'єкту водопостачання.

При оцінці складного комплексу явищ, які пов'язані з особливостями руслового режиму, оцінюється *рухомість матеріалу* русла, можливість процесів формування русла, можливість переміщення гряд, можливість шугольодових утруднень.

Рухомість матеріалу русла оцінюється критерієм рухомості матеріалу русла

$$K_p = \delta / U_* ,$$

де δ – гідравлічна *крупність матеріалу* дна (швидкість випадання завислих речовин в стоячій воді), яка залежить від діаметру частинок;

U_* - динамічна швидкість потоку

$$U_* = \sqrt{gHI} ,$$

H – глибина потоку, м;

J – ухил річкових відкладень (табл. 3).

Таблиця 3 - Величини ухилів річкових відкладень

Вид русла	значення J , не більше
1. Пригирлові потоки, русло в мілких пісках	0,00003
2. Рівнинні потоки, русло в крупних і середніх пісках	0,0003
3. Передгірські потоки, русло в гравійногалькових відкладеннях	0,003
4. Гірські потоки, русло в валунно-галькових відкладеннях	0,03
5. Високогірські потоки, русло в скельних породах, кам'яних завалах	>0,03

При $K_p < 0,5$ наноси взмулюються в товщу потоку, а при $K_p \geq 1,25$ пересуваються тільки по дну.

Відповідно до цього русла річок складені наносами з $K_p \geq 1,25$ будуть *стійкими*, з $K_p = 0,75 \dots 1$ – *рівновісними*, з $K_p < 0,5$ – *нестійкими*.

Процеси руслоформування оцінюються за допомогою *параметру формування русла* K_ϕ

$$K_\phi = V_\phi / V_0 ,$$

де V_ϕ – руслоформуюча швидкість,

V_0 – швидкість, при якій починається розмивання матеріалу дна ріки.

Величина параметру K_ϕ приймається за натурними даними. В першому наближенні для пісчаних русел $K_\phi = 1,8 \dots 2$, а для гравелистих і галькових – $K_\phi = 1,2 \dots 1,4$.

За даними Б.І. Студеничникова значення критерію K_ϕ зв'язано з каламутністю потоку ρ в кг/м^3 , розрахованої для руслоформуючих фракцій, залежністю

$$K_\phi = \sqrt{1 + 3\delta^{2/3}} .$$

Оцінка можливості пересування наносів по дну у вигляді гряд виконується за допомогою критеріального коефіцієнта A_i , який визначається за формулою:

$$A_i = \frac{V_i}{\sqrt{0.63gH(d/H)^{0.25}}} ,$$

де V_i – швидкість потоку в місці перевірки, м/с;

H – глибина потоку, м;

d – діаметр наносів, м.

Якщо $A_i < 1,66$ гряди не виникають, якщо $A_i = 1,66$, то це відповідає початку грядоутворення. При $A_i = 3,2$ виникає гряда найбільшої висоти. При $A_i \geq 3,68$ починається змивання гряд.

Шугольодові умови характеризуються за допомогою критеріальних швидкостей. Таких швидкостей три. Ці швидкості характеризують межі

найбільш важливих режимів транзиту шуги і формування льодоставу. Перша критеріальна швидкість визначається за формулою

$$V_{к.1} = 25 \delta_l ,$$

де δ – гідравлічна крупність льодинок, для $d=0,15$ мм і $\delta_l=0,02$ м/с $V_{к.1}=0,5$ м/с.

Якщо швидкість потоку $V < V_{к.1}$, то транзит шугольодового матеріалу можливий тільки по поверхні потоку і тільки до льодоставу, який швидко встановлюється.

Друга критеріальна швидкість визначається за формулою:

$$V_{к.2} = 0,7 + 0,067 H ,$$

де H – глибина потоку.

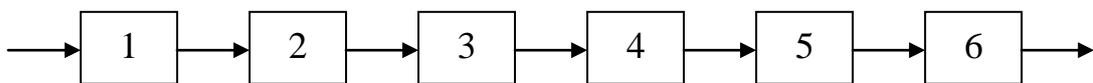
Умові $V_{к.1} < V < V_{к.2}$ відповідає транзит шуги як по поверхні потоку, так і в його товщині. При цьому на відміну від потоку чистої води інтенсивність турбулентного перемішування і шуготранспортуюча здатність його збільшується, що обумовлюється деяким зростанням швидкостей у поверхні потоку. В цих умовах льодостав можливий тільки при умові шугозаповнення ділянок русла. Тому необхідно передбачати міроприємства по боротьбі з шугою.

Третя критеріальна швидкість $V_{к.3}=1,75$ м/с. При $V \geq V_{к.3}$ шуга може транспортуватися тільки товщиною потоку. Тому *третя критеріальна швидкість* $V_{к.3}$ вимагає розв'язування питання про розміри живих перетинів під шугозажорами, зміни шугонасиченості потоку при різних швидкостях і т.п.

Тема №2. Річкові водозабірні споруди.
Водозабірні споруди берегового типу

1. Класифікація водозабірних споруд.
2. Загальна характеристика водозабірних споруд берегового типу.
3. Схема берегових водозабірних споруд.

Забір води з любого поверхневого джерела здійснюється за технологічною схемою, яка приведена на рис. 1



- 1 – водоприймальні отвори;
- 2 – первинна груба очистка (грати);
- 3 – водоприймальна камера;
- 4 – вторинна очистка (сітки);
- 5 – відділ всмоктувальних труб;
- 6 – насосна станція I підйому.

Рисунок 1 – Технологічна схема забору води

Всі ці процеси реалізовані в одній споруді, яка називається водозабірною спорудою або водозабором.

Водозабірні споруди класифікуються за кількома ознаками.

По відношенню до берега водозабірні споруди можуть бути:

- берегового типу;
- руслового типу;
- комбіновані;

По розміщенню насосної станції I підйому водозабірні споруди бувають:

- роздільного типу;
- сумісного типу.

По відношенню до поверхні води розрізняють водозабірні споруди:

- з затопленим оголовком;
- з незатопленим оголовком (крибом).

За конструктивними особливостями водозабори бувають:

- окремостоячі;

- конструктивно об'єднані з греблями.

За способом одержання води з джерела розрізняють водозабори:

- з безпосереднім забором;
- з ковшами;
- інфільтраційного типу.

По відношенню до місця забору води водозабори бувають:

- стаціонарні;
- переміщуванні.

Переміщуванні водозабори можуть бути двох типів:

- плавучі;
- фунікулерного типу.

По ступіню надійності забору води в залежності від складності природних умов, типу водозабору і доступності водоприймальних отворів для обслуговування водозабори діляться на 3 ступеня:

I ступінь – водозабори, які забезпечують безперебійний відбір розрахункової витрати води (повна перерва не більше 10хв чи зниження подачі на 30% на господарсько-питні потреби і за аварійним графіком для промислових підприємств на протязі до 3-х діб);

II ступінь – водозабори, які забезпечують відбір розрахункової витрати води з можливістю перерви подачі води на протязі до 6 год або зниження її подачі у вказаних вище межах на протязі до 10 діб;

III ступінь – водозабори, подача води у яких може перериватись на термін до 24 год, або знижуватись на термін до 15 діб.

По продуктивності водозабори бувають:

- малої продуктивності ($<1\text{м}^3/\text{с}$),
- середньої продуктивності (від 1 до 6 $\text{м}^3/\text{с}$),
- великої продуктивності ($>6\text{м}^3/\text{с}$)

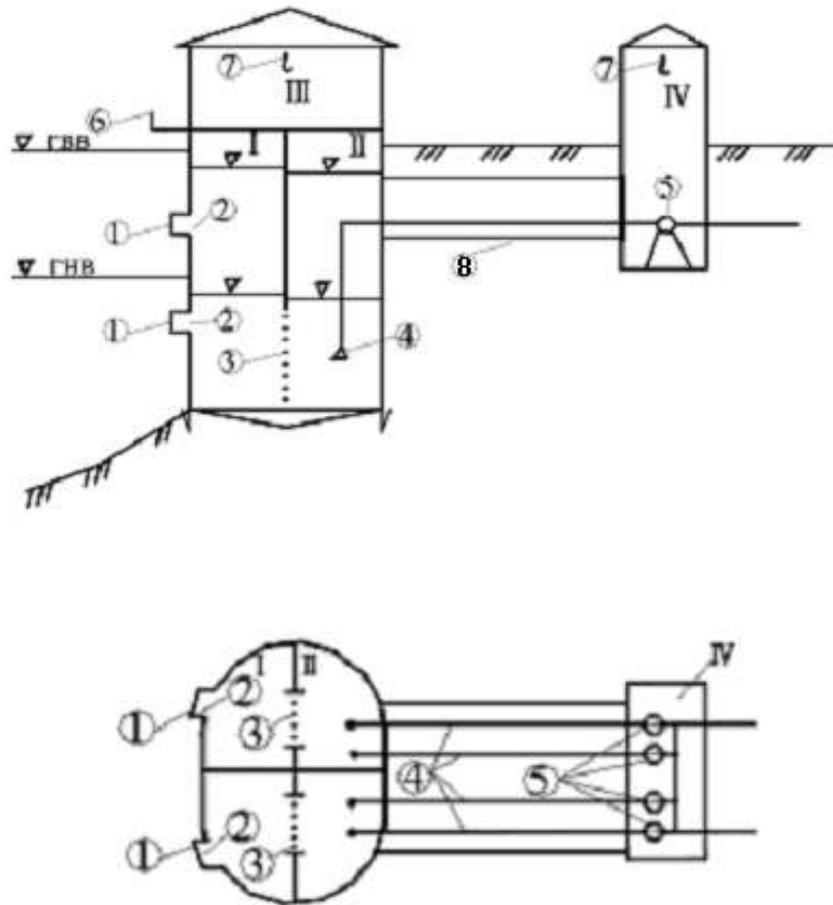
Загальна характеристика водозабірних споруд берегового типу

Берегові водозабори застосовуються при наявності достатніх глибин біля берегу і незабрудненій воді.

Берегові водозабори бувають:

- роздільного типу;
- сумісного типу.

Берегові водозабори роздільного типу рекомендується використовувати при амплітуді коливання рівня води 6...8 м. Схема берегового водозабору роздільного типу приведена на рис. 2.



- I – водоприймальна частина камери;
- II – відділ всмоктувальних труб;
- III – наземний павільйон;
- IV – насосна станція.
- 1 – ґрати; 2 – вхідні вікна; 3 – сітки;
- 4 – всмоктувальні лінії насосів;
- 5 – насоси;
- 6 – місток для обслуговування ґрат;
- 7 – вантажопідйомні пристрої;
- 8 – галерея для всмоктувальних ліній.

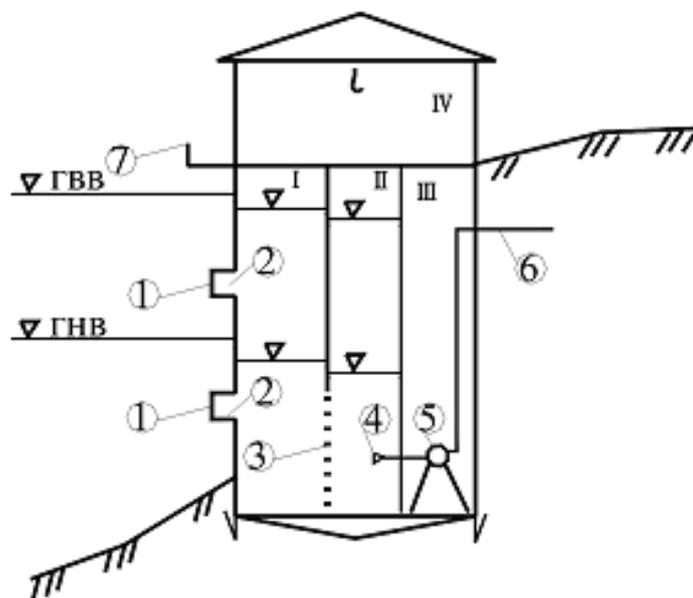
Рисунок 2 – Береговий водозабір роздільного типу.

Устрій насосної станції в окремо стоячій будівлі може бути обумовлено геологічними умовами, характером рельєфу берегу і рівнем його zalивання водами при повені. За умовами *всмоктування* станцію бажано розміщувати ближче до водозабору. Тому облаштовують також *берегові водозабори сумісного типу*. Ці водозабори можуть бути:

- з нормальною підземною частиною.
- з полегшеною підземною частиною.

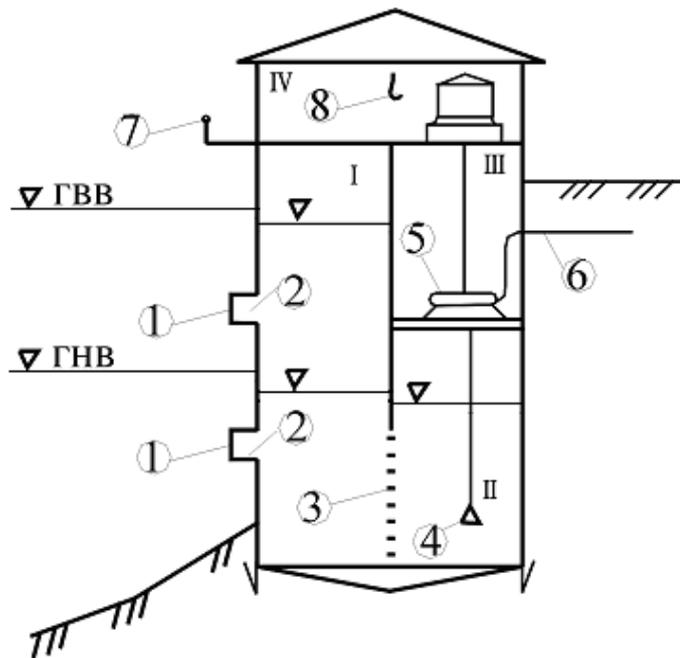
Водозабір берегового типу з нормальною підземною частиною може бути двох типів:

- на три відділення (рис. 3),
- на два відділення (рис. 4).



- I – водоприймальна камера;
- II – відділ всмоктувальних труб;
- III – насосна станція;
- IV – надземний павільйон.
- 1 – грати;
- 2 – входні вікна;
- 3 – сітки;
- 4 – всмоктувальні лінії насосів;
- 5 – насоси;
- 6 – напірні трубопроводи;
- 7 – місток для обслуговування грат.

Рисунок 3 – Водозабір на 3 відділення



- I – водоприймальна камера;
- II – відділ всмоктувальних труб (мокра камера);
- III – насосна станція;
- IV – наземний павільйон;
- 1 – ґрати;
- 2 – входні вікна;
- 3 – сітки;
- 4 – всмоктувальні лінії насосів;
- 5 – насоси;
- 6 – напірні трубопроводи;
- 7 – місток для обслуговування;
- 8 – вантажопідйомний пристрій.

Рисунок 4 – Водозабір на 2 відділення

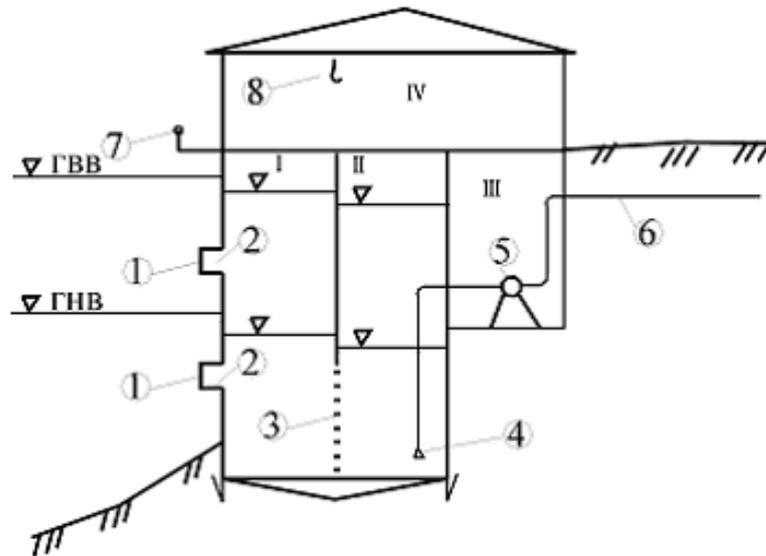
Берегові водозабори сумісного типу можуть використовуватись для водозаборів любої продуктивності при любій амплітуді коливання рівнів води і при необхідності встановлення насосних агрегатів під залив.

Недолік водозабору на *три відділення* – великий об’єм споруди .

Недолік водозабору на *два відділення* – знаходження перекриття насосної станції під тиском води в джерелі та необхідність вакуум-насосів для заливання основних агрегатів.

Критерій вибору типу водозабору – *мінімум приведених затрат* при техніко – економічному співставленні варіантів.

Схема водозабору на три відділення з полегшеною підземною частиною приведена на рис. 5.



- I – водоприймальна камера;
- II – відділ всмоктувальних труб;
- III – насосна станція;
- IV – наземний павільйон.
- 1 – ґрати;
- 2 – входні вікна;
- 3 – сітки;
- 4 – всмоктувальні лінії насосів;
- 5 – насоси;
- 6 – напірні трубопроводи;
- 7 – місток для обслуговування;
- 8 – вантажопідйомні пристрої.

Рисунок 5 – Берегова водозабірна споруда сумісного типу з полегшеною підземною частиною

Берегові водозабірні споруди сумісного типу з полегшеною підземною частиною використовуються в *скельних* ґрунтах, коли виключено осідання приміщення насосної станції.

Всі берегові водозабори знаходяться в потоці ріки. Тому в плані їм надається *кругла або еліпсоїдна* форма (рідше – *прямокутна*).

Розміри водозабору, його головних елементів і обладнання встановлюються шляхом гідравлічного розрахунку і частково за міркуваннями конструктивного і експлуатаційного характеру. Водозабір перевіряється також на дію *сил тиску* води і ґрунту (*на спливання, на перекидання*), а також на *міцність* при дії навантажень.

Для забезпечення безперебійності подачі води в технологічній схемі водозабірних споруд повинно бути передбачено секціонування водозабірних споруд. Кількість секцій визначається розрахунком, але їх повинно бути не менше двох.

Тема №3. Елементи водозабірних споруд берегового типу

1. Грати, їх типи і конструкція.
2. Плоскі стінки водозабірних споруд.
3. Сітки водозаборів, які обертаються.
4. Схеми установок сіток, які обертаються.
5. Розрахунок ґрат і сіток.

ґрати, які перекривають водоприймальні вікна, звичайно виконують з металевих вертикальних стержнів круглого чи прямокутного профілю (рис. 6).

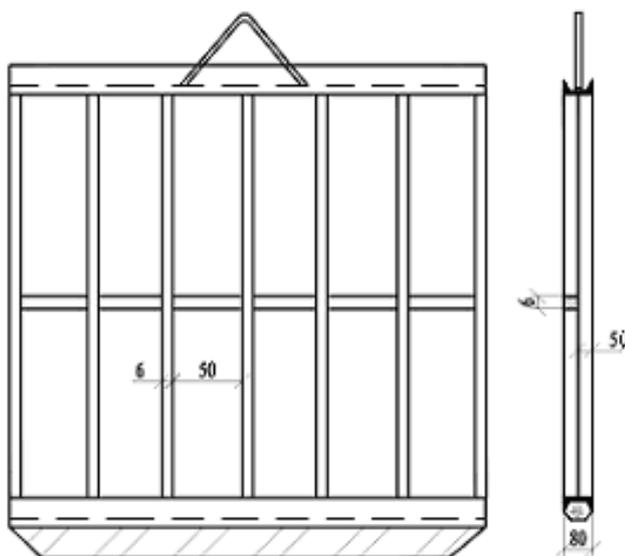


Рисунок 6 – Ґрати

Для можливості чистки ґрати роблять зйомними. Вони встановлюються в направляючих швелерах, перекриваючи отвори входних вікон, і можуть бути підняті для очистки на балкон надземного павільйону за допомогою вантажопідйомних пристроїв.

Зусилля підйому визначаються за формулою:

$$Q = (q_p + q_v f F) k ,$$

де q_p - власна маса ґрат і тросу або ланцюга для підйому ;

q_v - тиск води на 1 м² ґрат при допустимому перепаді 0,3м, $q_v=0,3\text{т/м}^2$;

f – коефіцієнт тертя ґрат по направляючим (для металу по металу $f=0,44$);

F – площа ґрат в м²;

k – коефіцієнт запасу ($k=1,5$).

В річках, в яких має місце утворення глибинного льоду або шуги, для боротьби з обмерзанням і заростанням ґрат використовують обігрів їх електричним струмом. При невеликих витратах води її температуру за рахунок обігріву піднімають до $0,01 \dots 0,02^{\circ}\text{C}$ вище нуля. При великих витратах води обмежуються нагрівом ґрат до температури $0,01 \dots 0,02^{\circ}\text{C}$ вище нуля. Це забезпечує неприлипання шуги і льоду, які є в воді, до стержнів ґрат і, отже їх необмерзання.

При використанні електрообігріву стержні з'єднуються *послідовно*. Для цього вони розбиваються на *групи*, які закріплюються на соснових брусках – ізоляторах (рис. 7).

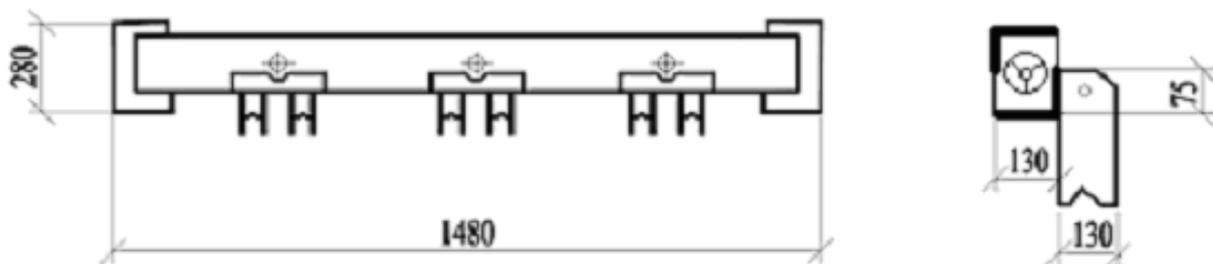


Рисунок 7 – План ґрат з електрообігрівом і вигляд їх збоку в розрізі

Для більш тонкої очистки використовують *плоскі* сітки або сітки, які обертаються.

Плоска сітка (рис. 8) конструктивно складається з *двох полотен*, які накладені одне на друге. Одне полотно виконується з дроту $d=1 \dots 1,5\text{мм}$ і має чарунки від 2×2 до $5 \times 5\text{мм}$, друге – з більш товстого дроту $d=2 \dots 3\text{мм}$ з чарунками 20×20 чи $25 \times 25\text{мм}$.

Друге полотно захищає перше полотно від прориву тиском води при забрудненні сітки.

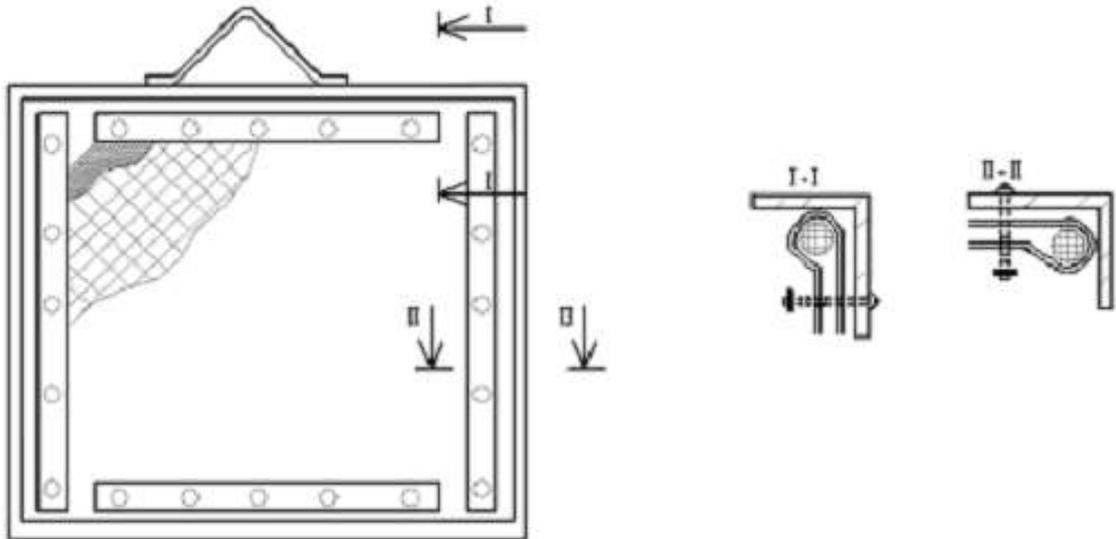


Рисунок 8 – Плоска сітка

Ці полотна закріплюються на рамі з вуголка або двотавра. Плоскі сітки встановлюються в направляючі з швелери (рис. 9) і періодично піднімаються для очистки.

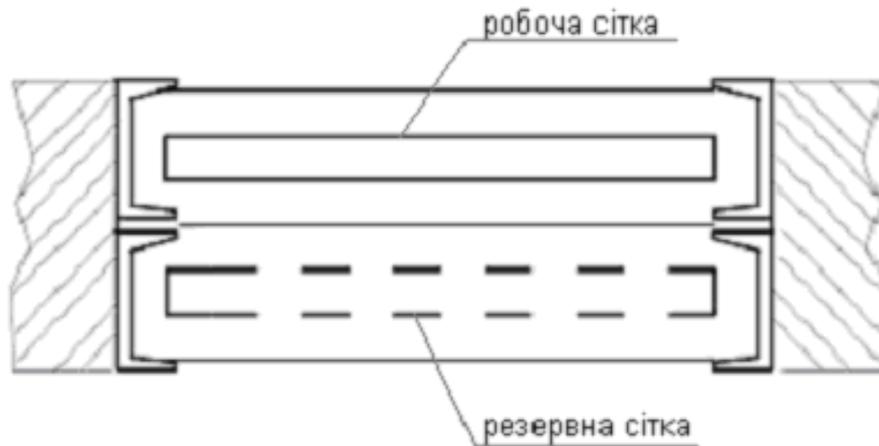
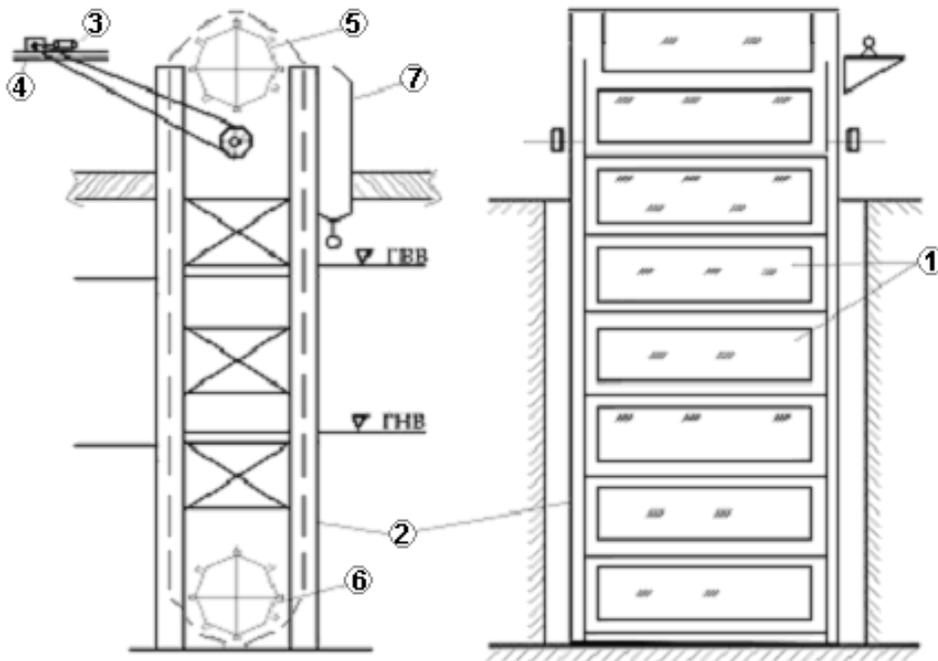


Рисунок 9 – Установка сіток в направляючі

Сітки, які *обертаються*, виконуються у вигляді *безперервного полотна* з дроту, яке перекинуто через два розміщених один над другим *горизонтальними барабанами* (рис. 10).

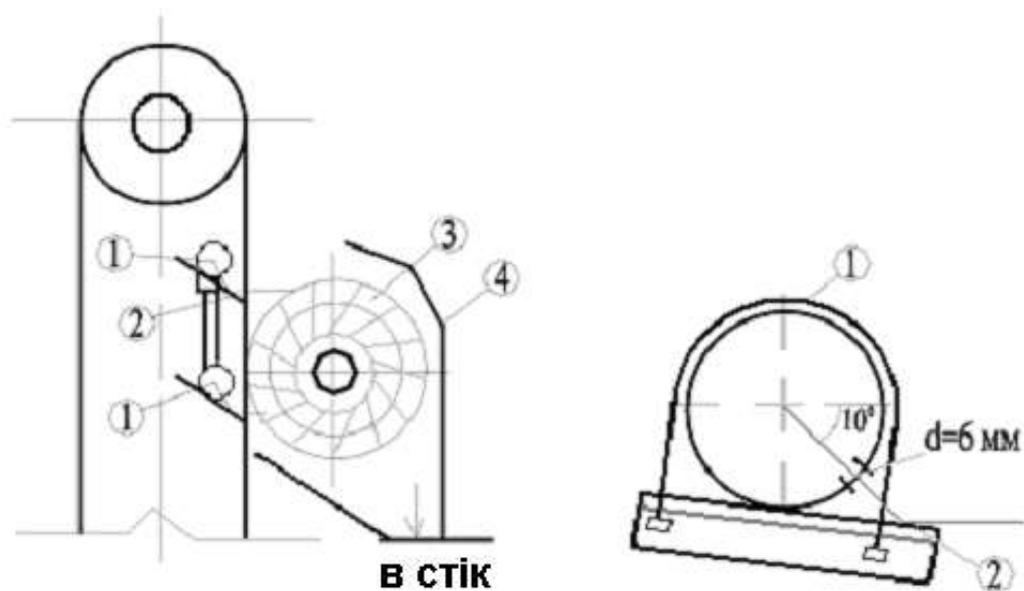


- 1 – секції сіток на роликівому ланцюгові;
- 2 – каркас з направляючими для роликівому лагцюга;
- 3 – електродвигун;
- 4 – редуктор;
- 5 – верхній ведучий барабан;
- 6 – нижній направляючий барабан;
- 7 – лоток для збору промивної води.

Рисунок 10 – Сітка, яка обертається

Полотно сітки складається з окремих секцій, які шарнірно з'єднані між собою. Кожна рамка затянута сіткою з дроту (мідного, латунного або з неіржавіючої сталі) товщиною 0,2...0,4мм з чарунками від 0,3x0,3мм до 2x2мм. Розміри чарунок визначаються вимогами, які пред'являються до якості води.

Ширина полотна сітки 2...2,5м. Полотно сітки обертається електродвигуном. Для очистки сітки від забруднення використовуються промивні пристрої (рис. 11).



- 1 – промивні труби $d=70\text{мм}$;
- 2 – направляючі для формування плоского промивного струменю;
- 3 – нейлонові щітки, що обертаються;
- 4 – лоток для відбиву і збору води після промивки сітки.

Рисунок 11 – Промивний пристрій

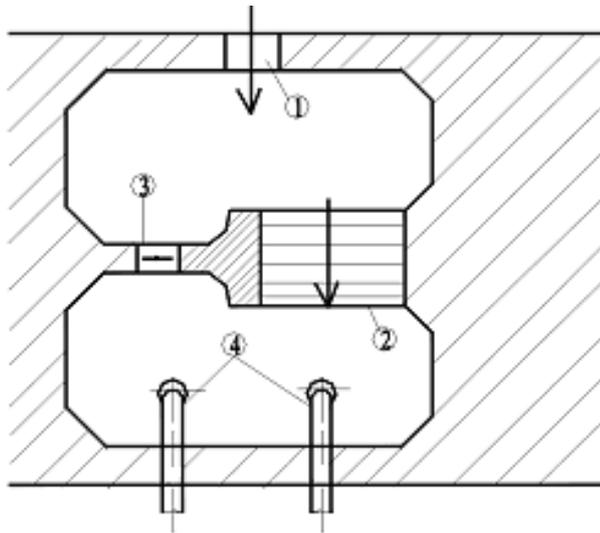
Очистка сітки проводиться при її безперервному русі зі швидкістю $3,5 \dots 10 \text{см/с}$.

Вода для промивки подається під тиском 4атм ($0,4 \text{МПа}$). При ударі води в направляючі пластинки біля отворів створюється струмені “ножового” характеру, тобто *плоский ріжучий струмінь*, який змиває забруднення з сіток. В деяких установках сітки додатково очищаються за допомогою *нейлонових щіток*.

Витрата промивної води змінюється в залежності від ступеня забруднення, розмірів сітки, розмірів її чарунок і швидкості обертання, і складає $5 \dots 15 \text{л/с}$. Сітки, які обертаються, забезпечують пропуск витрати в межах від $0,15$ до $3 \text{м}^3/\text{с}$.

Ці сітки в водозаборах можуть встановлюватися 4 способами:

- а) з *лобовим одностороннім* підводом води нормально до площини полотна сітки і пропуском води послідовно через два полотна сітки (рис.12).

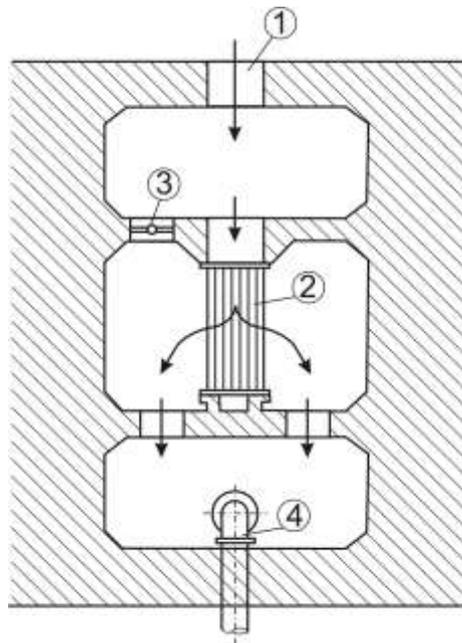


- 1 – вхідне вікно; 2 – сітка, яка обертається;
 3 – аварійний клапан; 4 – всмоктувальні трубопроводи.

Рисунок 12 – Схема установки сіток з лобовим одностороннім підводом води

Цей спосіб дозволяє обійтись мінімальними розмірами водозабору. Обслуговування і монтаж спрощуються. Але при сильно забрудненій воді в повільно вони працюють незадовільно, а полотно сітки використовується нерационально тому, що працює тільки одне полотно із двох. Рекомендуються при *шугоносних* ріках.

- б) з внутрішнім одностороннім підводом і двохстороннім відводом чистої води (рис. 13)



- 1 – вхідне вікно; 2 – сітка, що обертається;
 3 – аварійний клапан; 4 – всмоктувальні трубопроводи.

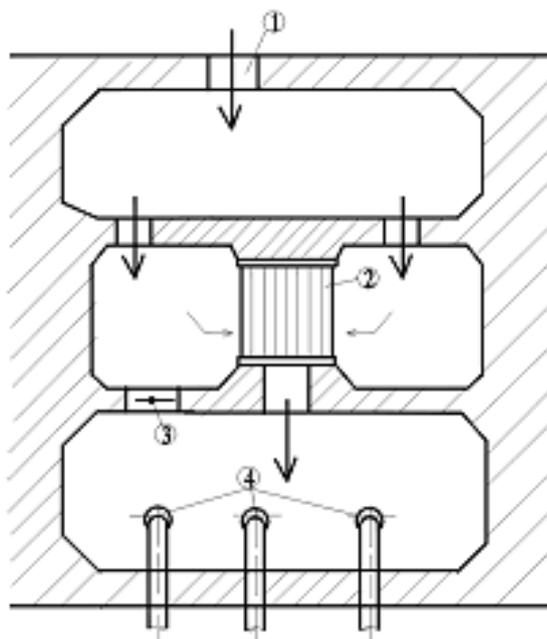
Рисунок 13 – Схема установки сіток з внутрішнім одностороннім підводом води

Вони дають кращу якість проціджування води, ніж сітки з лобовим підводом. Крім того, дозволяють одержати споруди менших розмірів тому, що полотно сіток використовуються більш раціонально. Недоліком їх являється незадовільний гідравлічний режим руху води перед сіткою і після неї при роботі насосів; в середині сітки збирається сміття, видалення якого дуже важке; практично відсутній доступ до забруднених поверхонь сіток. Не можуть вони також витягувати на поверхню шугу, яка збирається всередині сітки.

Їх слід використовувати, коли необхідна висока якість проціджування води при відсутності шуги.

в) З зовнішнім двостороннім підводом і внутрішнім відводом води (рис.14).

Таку схему рекомендується використовувати для водозаборів великої продуктивності при незначній чи середній кількості шуги

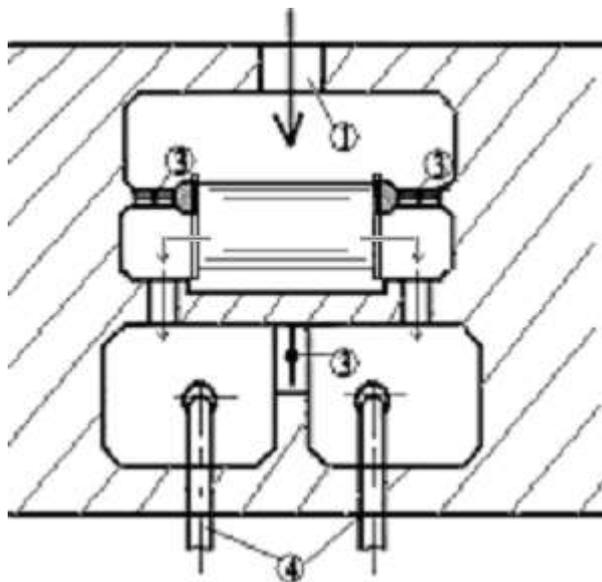


- 1 – вхідне вікно;
- 2 – сітка, що обертається;
- 3 – аварійний клапан;
- 4 – всмоктувальні трубопроводи.

Рисунок 14 – Схема установки сіток з зовнішнім двостороннім підводом води

В цій схемі забезпечено вільний доступ до забруднених поверхонь. Але в них також незадовільний гідравлічний режим руху води. Вони не ефективні при наявності шуги тому, що видаляють її тільки з тієї сторони, де полотно підіймається вгору.

г) з лобово-зовнішнім підводом води (рис. 15)



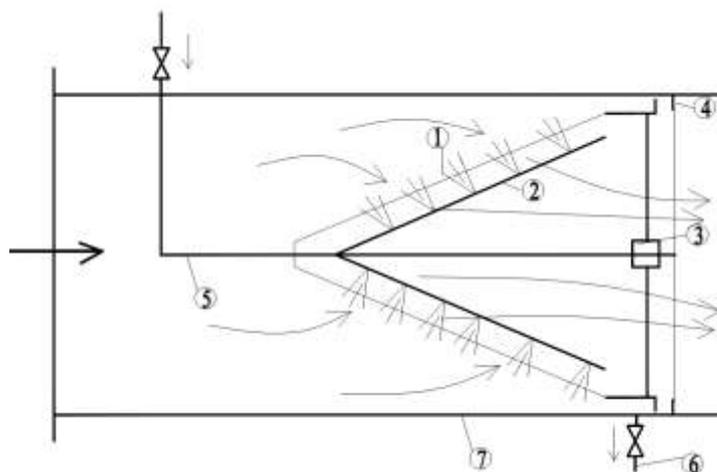
- 1 – вхідне вікно;
- 2 – сітка, що обертається;
- 3 – аварійний клапан;
- 4 – всмоктувальні трубопроводи.

Рисунок 15 – Схема установки сіток з лобово-зовнішнім підводом води

Ця схема має всі позитивні сторони перших трьох схем. Недолік – складна схема конфігурації будівлі.

Конструктивно сітки незалежно від способу підводу води до них розділяються на *каркасні і безкаркасні*.

При великих коливаннях рівнів води в джерелі сітки, які обертаються, дуже громіздкі і нераціональні. В цих умовах краще використовувати *малогабаритні конусні водоочисні сітки* конструкції ВНИИводгео у вигляді конусного сітчатого конуса, який встановлюється нерухомо всередині труби з реактивним промивним пристроєм, що розміщується всередині конуса (рис. 16).



- 1 – сітчатий конус;
- 2 – реактивний промивний пристрій, який обертається;
- 3 – опірний підшипник;
- 4 – опірне кільце;
- 5 – промивний трубопровід;
- 6 – трубопровід для видалення сміття;
- 7 – монтажна вставка трубопроводу.

Рисунок 16 – Конусна водоочисна сітка

Така сітка не вимагає збільшення площі водоприймального колодязя, забезпечує добру якість очистки, одночасно являється одним з найбільш ефективних рибозахисних пристроїв, але вона практично недоступна для огляду і ремонту без демонтажу.

Розрахунок елементів водозаборів проводиться на основі *розрахункової витрати*. При визначенні розрахункової витрати водозабору всі його секції приймаються робочими.

Розрахункова витрата окремого водозабору або його секції залежить від необхідної категорії надійності подачі води, яка встановлюється *СНУПом 2.04.02-84* в залежності від складності природних умов забору води, ступені надійності забору і типу водоприймальних споруд.

В *легких і середніх умовах* берегові водозабори забезпечують *I категорію надійності* подачі води при їх секціонуванні. Кількість секцій повинна бути не меншою двох. При цьому *розрахункова продуктивність* однієї секції

$$Q_p = 0,5 Q_v ,$$

де Q_p – витрата води, яка повинна подаватися споживачеві водозабором.

Для забезпечення необхідної категорії надійності подачі води в *важких умовах* забору необхідно використовувати *комбіновані* водозабори з водозаборами різних типів, які пристосовані до особливостей даного місця і споряджені засобами боротьби з шугою, наносами та іншими утрудненнями забору води.

Для забезпечення необхідної *категорії надійності* подачі води при *дуже важких умовах* забору водозабори необхідно передбачати в *двох створах*, які розміщені на відстані, що виключає *одночасну перерву* в подачі води. *Розрахункова продуктивність* кожного з таких водозаборів дорівнює:

- для I категорії надійності:

$$Q_p = 0,75 Q_v ,$$

- для II категорії надійності

$$Q_p = 0,5 Q_v .$$

Визначення розмірів і площі приймальних отворів $\Omega_{бр}$ необхідно проводити при одночасній роботі всіх секцій водозабору (крім резервних) за формулою

$$\Omega_{бр} = 1,25 Q_p K / V ,$$

де V – швидкість втікання води в водоприймальні отвори в м/с, яка віднесена до їх перетину в світлі;

Q_p – розрахункова витрата в м³/с;

K – коефіцієнт, який враховує стискання отворів стержнями ґрат або сіток.

Для ґрат коефіцієнт K визначається за формулою:

$$\hat{E} = \frac{a + d}{a} ,$$

де a – відстань між стержнями в світлі;

d – діаметр або товщина стержнів.

Для сіток коефіцієнт K буде:

$$K = \left(\frac{a+d}{a} \right)^2.$$

Допустимі швидкості втікання води V в водоприймальні отвори ґрат без врахування вимог рибозахисту в *середніх і важких* умовах забору води в берегових водозаборах необхідно приймати в межах 0,2...0,6м/с. З врахуванням вимог рибозахисту, але без врахування складності забору води в ріках з швидкостями течії не менше 0,4м/с допустима швидкість втікання – 0,25м/с, а в водоймищах – 0,1м/с. Для дуже важких шугольодових умов швидкість втікання в водоприймач слід знижувати до 0,06м/с.

Робочу площу плоских сіток, які обертаються, слід визначати при мінімальному рівні води в колодязі і швидкостях руху води в отворах сітки не більше 0,4м/с при можливому заході риби і стічну камеру або 0,8...1,2м/с при встановленні рибозахисних пристроїв за межами берегового колодязя.

При проектуванні ґрат з електрообігрівом слід керуватися наступними міркуваннями:

а) Чим більша загроза обмерзанню ґрат, тим меншою слід приймати швидкість руху води через них.

б) Стержні ґрат повинні мати малу площу поперечного перерізу.

в) Ґрати не повинні виступати з води, щоб не було витрат тепла на охолодження стержнів в повітрі.

г) Відстань між стержнями повинна бути можливо більшою.

д) Бажано передбачити можливість ступеневого регулювання інтенсивності нагріву зі ступенями 20% від розрахункової.

Розрахунковий мінімальний рівень води в береговому водоприймальному колодязі необхідно встановлювати гідравлічним розрахунком при мінімальному рівні води в джерелі для нормального і аварійного експлуатаційного режимів роботи.

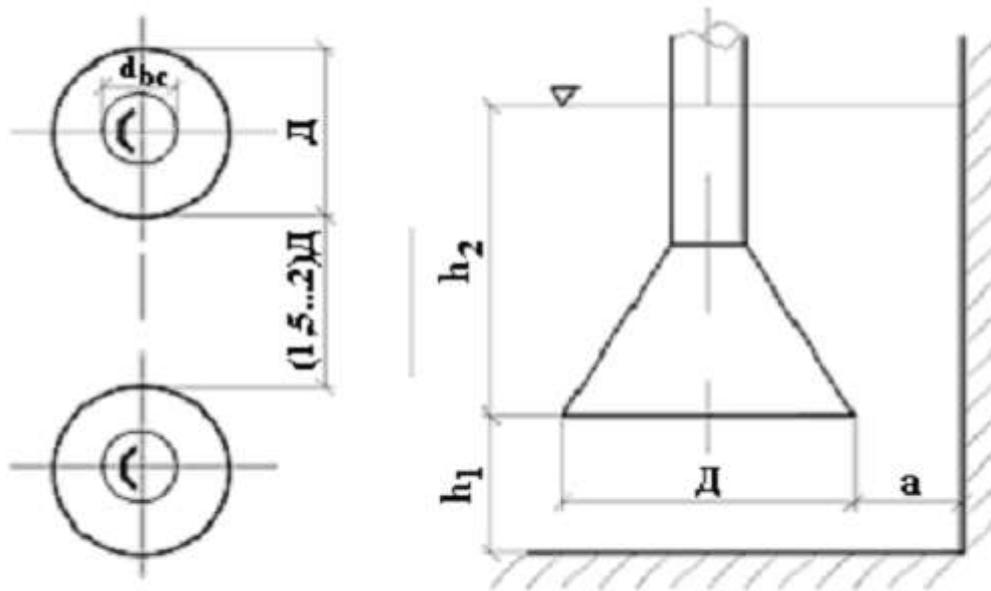
Вертикальні розміри водозабору визначаються амплітудою коливання рівнів вони в річці, вертикальними розмірами ґрат і сіток, необхідним заглибленням всмоктувальних ліній під рівень води.

Розміри водозабору в плані визначаються в основному за конструктивними і експлуатаційними міркуваннями. Вони повинні забезпечувати можливість розміщення в водозаборі сіток, драбин, трубопроводів і др. обладнання, а також

можливість проведення операцій по огляду і ремонту обладнання. Розмір всмоктувальних камер визначається діаметрами всмоктувальних труб і їх розтрубів (рис. 17).

Діаметр розтруба

$$D = (1,3 \dots 1,5) d_{bc}$$



$$a = (0,75 \dots 1) D$$

$$h_1 = 0,8 D$$

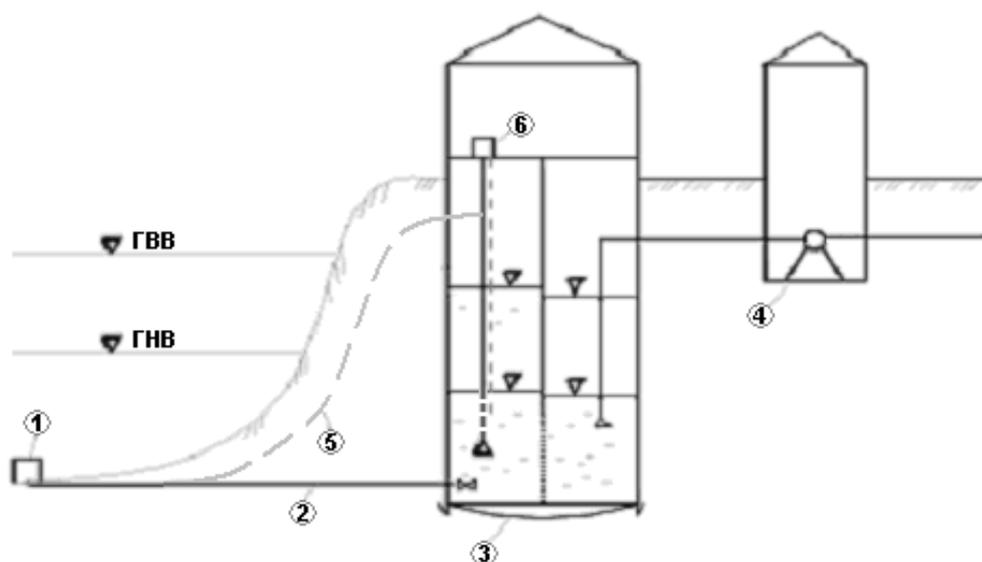
$$h_2 = 2 D$$

Рисунок 17 – Необхідні відстані розтрубів до стін і дна камери

Тема №4. Водозабірні споруди руслового типу

1. Схема водозабірних споруд
2. Класифікація оголовків як елементів руслових водозаборів
3. Конструкція оголовків та їх розрахунок.

Водозабірні споруди руслового типу характеризуються тим, що місце прийому води винесено в русло (або річище) річки. Ці споруди частіше всього використовуються при відносно пологому березі, коли глибини води біля берега невеликі, а сезонні коливання рівнів води визивають значне переміщення урізу води (рис. 18).



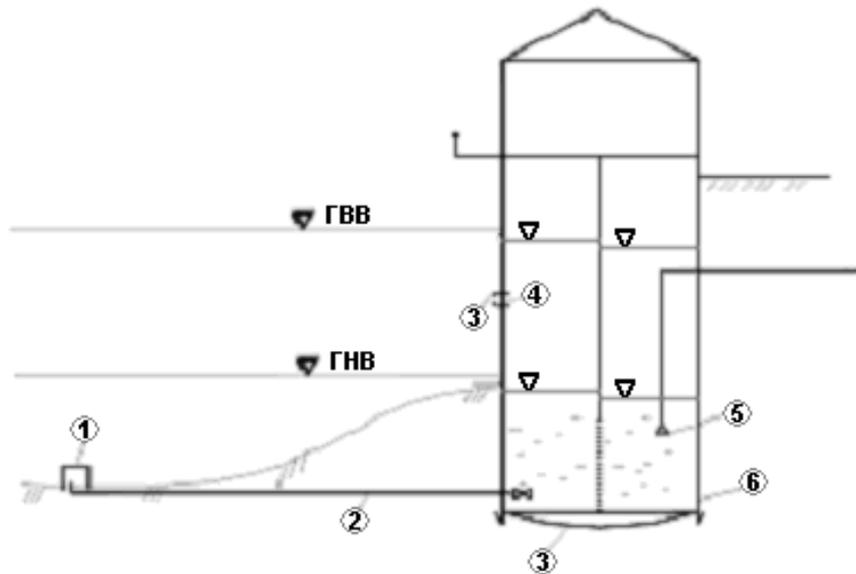
- 1 – оголовок;
- 2 – самопливні лінії;
- 3 – береговий колодязь;
- 4 – насосна станція I підйому;
- 5 – сифонна лінія (для варіанту водозабору з сифонними лініями)
- 6 – вакуум – насос

Рисунок 18 – Схема руслового водозабору

На відміну від водозабору берегового типу ґрати встановлені на оголовку, де і проводиться попередня груба очистка води. Оголовки з'єднуються з береговим колодязем за допомогою *самопливних* або *сифонних* ліній. Сифонні лінії використовуються для зменшення заглиблення трубопроводів.

Береговий колодязь може бути *об'єднаним* з насосною станцією або виконується окремо від неї.

В деяких випадках (характерний профіль берега, велика амплітуда коливання рівнів води) можуть використовуватись *комбіновані* водозабори (рис. 19).



- 1 – оголовок;
- 2 – самопливна лінія;
- 3 – грати;
- 4 – входне вікно;
- 5 – всмоктувальна лінія насоса;
- 6 – береговий колодязь.

Рисунок 19 – Комбінований водозабір

Безпосереднім приймачем води з джерела являється оголовок, який забирає воду з джерела, попередньо очищує її від плаваючих забруднень, а також *закріплює і захищає* від пошкодження кінці самопливних або сифонних ліній.

Оголовки можна класифікувати за кількома ознаками:

По відношенню до поверхні води оголовки бувають:

- а) затоплені постійно;
- б) затопляємі високими водами;
- в) незатоплені оголовки.

По типу водоймища, з якого забирається вода, оголовки діляться на:

- а) річкові;
- б) водосховищні;

- в) озерні;
- г) морські.

В залежності від матеріалу, який використовуються, оголовки бувають:

- а) дерев'яні;
- б) бетонні;
- в) залізобетонні.

В залежності від входу води в оголовок розрізняють оголовки з забором води:

- а) З низової сторони за течією (рис. 20)

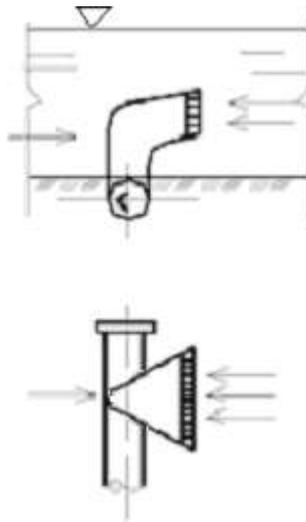


Рисунок 20 – Вхід води з низової сторони за течією

- б) Зверху (рис. 21)

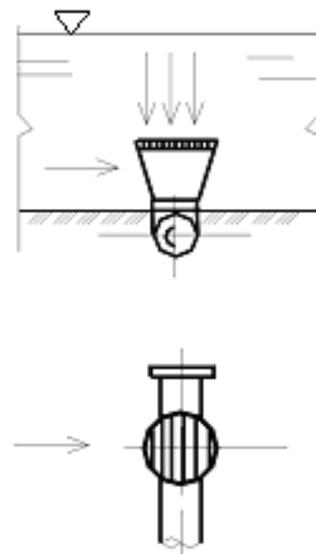


Рисунок 21 – Вхід води зверху

в) З бокової сторони (рис. 22)

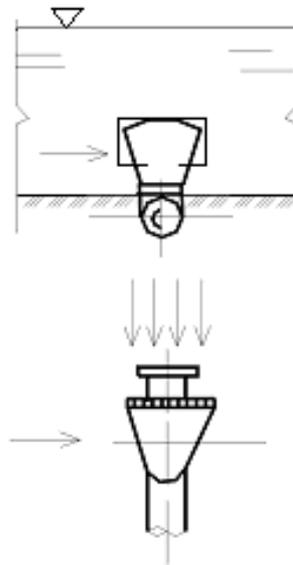


Рисунок 22 – Вхід води збоку

г) По периметру вхідної частини (рис. 23)

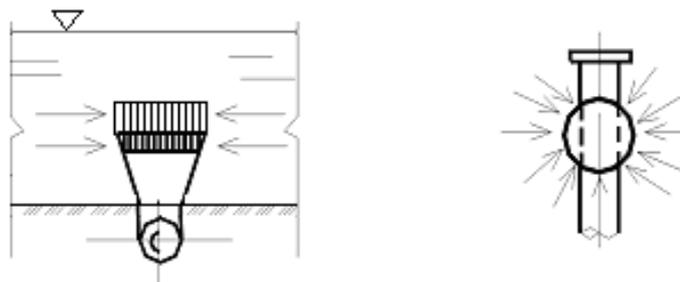


Рисунок 23 – Ґрати зі входом води по периметру

Найбільше розповсюдження одержали затоплені оголовки, які дешевші, ніж незатоплені, і не ускладнюють судноплавство, сплав лісу і т.п.

В найбільш простому випадку затоплений русловий водоприймач може виконуватися у вигляді простого розтрубного розширення кінців *самопливних труб*, вхід в які перекривається ґратами (рис. 24).

Якщо труби прокладаються вище дна ріки, то вони можуть прокладатися на *палях*.

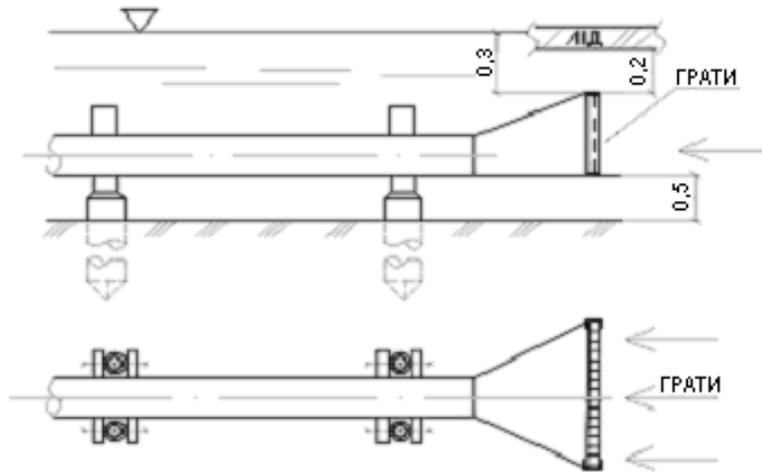


Рисунок 24 – Розтрубний оголовок

Оголовки на палях застосовуються при можливості забивки паль в ґрунт. Для захисту *розтрубних* оголовоків від удару льодом, топляками і т.п. використовують:

- окремо стоячі групи паль (рис. 25);
- кільцевий захист (рис. 26)

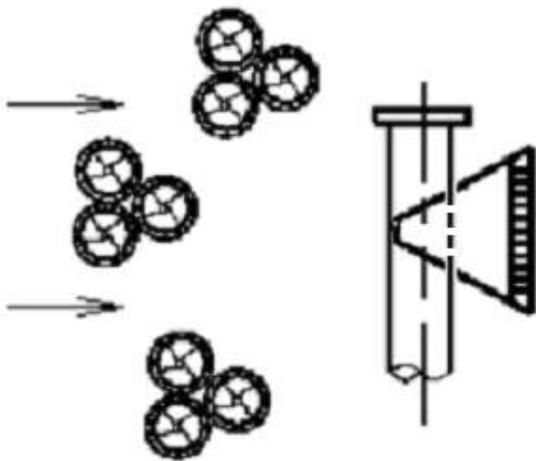


Рисунок 25 – Захист групою окремо стоячих паль

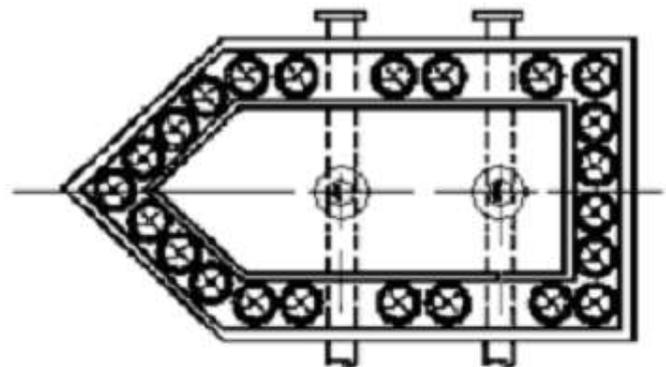
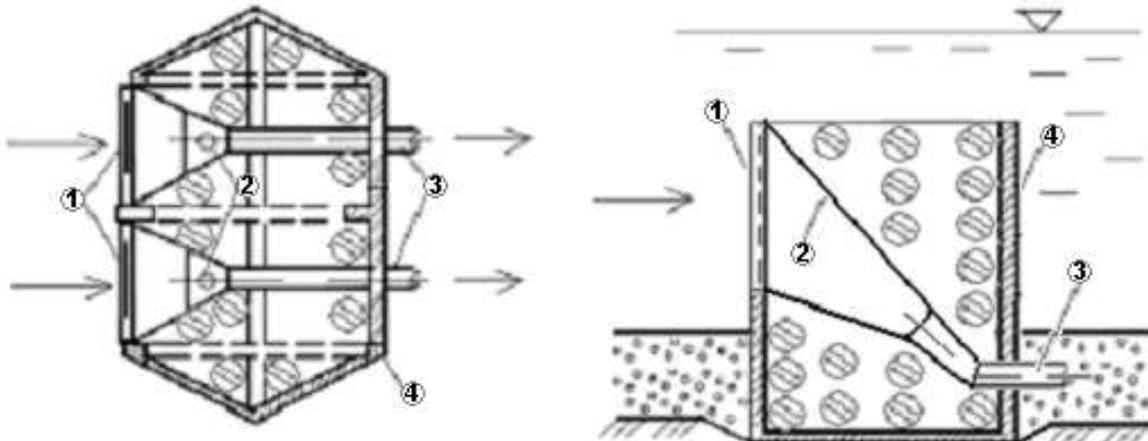


Рисунок 26 – Кільцевий захист з паль

При неможливості забивки паль можуть використовуватись *ряжеві* оголовки (рис. 27). Такі оголовки збираються на березі і доставляються до місця установки. Після цього їх загрузають каменем і встановлюють на місце.

Водозабір в таких оголовках може вестись безпосередньо з річки або з аванкамер, в які вода поступає через ґрати. Зараз ряжеві оголовки майже

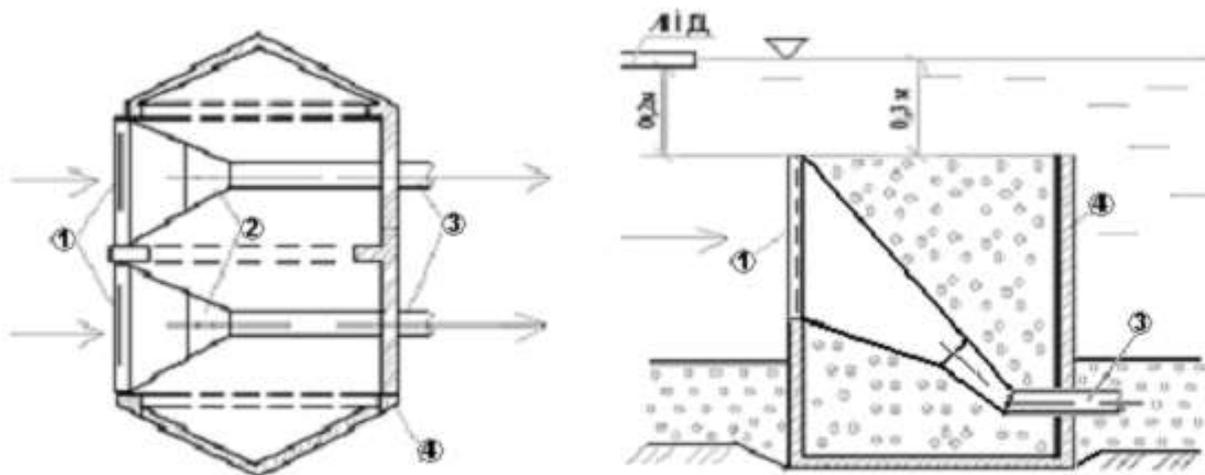
повністю витіснені більш досконалим типом оголовків – бетонними і залізобетонними (рис. 28). Ці оголовки мають більшу *міцність, масивність*.



- 1 – ґрати водоприймальних отворів;
- 2 – вхідні розтруби;
- 3 – самопливні труби;
- 4 – корпус оголовка.

Рисунок 27 – Ряжевий оголовок

Конструкцій бетонних і залізобетонних оголовків існує багато. Вони влаштовуються на тих ріках, де оголовки піддаються ударам зі сторони некерованих суден, якорів, плотів і т.п.



- 1 – ґрати водоприймальних отворів;
- 2 – вхідні розтруби;
- 3 – самопливні труби;
- 4 – корпус оголовка.

Рисунок 28 – Бетонний оголовок

Улаштування затоплених водоприймальних оголовків в руслі ріки повинно бути узгоджено як з іншими видами водокористування, які уже існують, так і тими, що будуть в майбутньому. Для безперебійного забору води з ріки в межах розрахункової забезпеченості необхідно:

- а) передбачити розміщення оголовка в руслі ріки в такому місці, де були б виключені можливі утруднення при заборі води;
- б) передбачити спеціальні міри, які б усували перешкоди забору води з ріки (електро-, водопідігрів, зворотня промивка і т.п.)

Принципи конструювання і розрахунку оголовків

Оголовки, які споруджуються в руслі ріки, не повинні змінювати її режим. Опір потоку води залежить від *розмірів* споруди і її форми. Особливо важлива *форма лобової грані* і довжина оголовка в напрямку течії. Чим більше загострена лобова частина оголовку, тим менша турбулізація в потоці визивається нею і навпаки.

Каплевидні (в плані) форми оголовків не позбавляють від гвинтоподібних турбулентних потоків біля його дна. Тому *протишугові* водоприймальники доцільно виконувати з більш загостреною формою лобової грані, а оголовки, які повинні відхиляти *донні наноси*, з більш тупими.

Характерною особливістю обтікання потоком споруд, які мають вертикальну лобову грань в формі циліндричної поверхні радіусу R_0 , являється виникнення зустрічної течії біля дна на полосі шириною $R_1 - R_0$ (рис. 29).

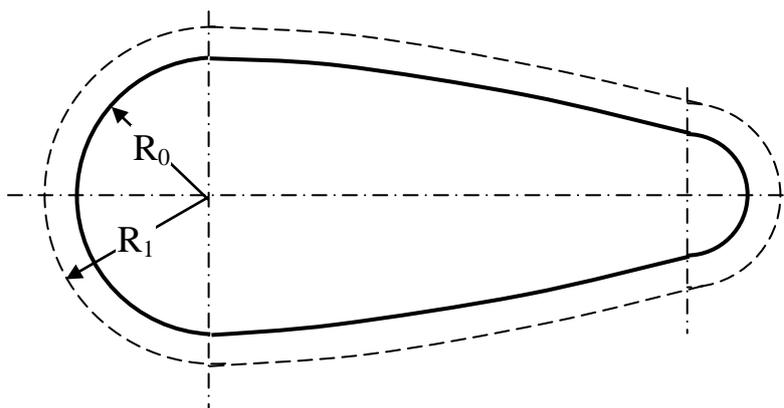


Рисунок 29 – Зона можливого розмиву навколо оголовка

Це явище обумовлено нерівномірністю розподілу швидкостей по глибині потоку. Радіус кріплення русла ріки навколо оголовка можна визначити за формулою

$$R_1 = 1.73 (Z_0 / H)^{0.1} R_0 ,$$

де Z_0 – висота оголовка,
 H – глибина потоку.

Якщо полоса $R_1 - R_0$ не закріплена, то в її межах формується місцевий розмив.

При проектуванні затоплених оголовків розраховуються розміри вхідних отворів і ґрат. При розрахунку користуються тими ж розрахунковими формулами, що і для ґрат берегових колодязів. При цьому розрахункова швидкість входу води дорівнює 0,1...0,3 м/с, швидкість в важких умовах – 0,06 м/с. При необхідності рибозахисту на ріках зі швидкістю течії $V_p > 0,4$ м/с швидкість входу води в ґрати приймається рівною $V_{вх} = 0,25$ м/с, а в водоймах – 0,1 м/с.

Розміри оголовка визначаються конструктивно з врахуванням розміщення в ньому ґрат, вхідних розтрубів і самопливних ліній та зручності обслуговування.

Співвідношення довжини і максимальної ширини оголовку повинно бути не менше *трьох*. Вертикальні розміри оголовку визначаються виходячи з розмірів ґрат і допустимої відстані від дна ріки до низу ґрат і від верху ґрат до рівня води або до низу льоду (рис. 30).

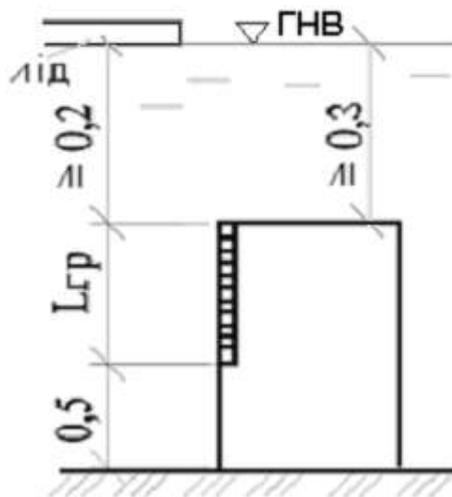


Рисунок 30 – Мінімальна глибина джерела в місці установки оголовку

Для боротьби з обмерзанням ґрат і забиванням їх шугою норми (СНіП) рекомендують використовувати ґрати з гідрофобних матеріалів або покриття металічних ґрат такими ж матеріалами. Цим же цілям служить обігрів і

зворотна промивка отворів водою. Досвід показує, що належна промивка більшої частини площі водоприймальних отворів досягається лише в оголовках розтрубного типу. Менш прийнятні результати одержані для водоприймальників, які мають *аванкамери* між вхідними отворами і самопливною трубою.

На ріках зі швидкістю $v_p < 0,3$ м/с і водосховищах рекомендується використовувати затоплені фільтруючі оголовки із з'йомними касетами, які можуть завантажуватись щебенем, керамзитом, полімерними матеріалами, а також пороеластовими і керамзитобетонними касетами. Коефіцієнт опору K визначається за формулою

$$K = 1 / p ,$$

де p – пористість фільтруючого матеріалу (для гравійно-щебенемих фільтрів $p=0,3\div 0,5$, а для пороеластових $p=0,25\div 0,35$).

Втрати напору в фільтруючих касетах товщиною b при коефіцієнті забруднення $K_I=1,25$ визначається за формулою

$$h_{кас} = K_I b (v_\phi / K_\phi)^2 ,$$

де K_ϕ – коефіцієнт фільтрації, м/с;

v_ϕ - швидкість фільтрації на виході з касети

$$v_\phi = v p / K_I ,$$

v - швидкість входу води в касету.

Величини коефіцієнтів фільтрації залежать від крупності матеріалу завантаження (табл. 4).

Таблиця 4 – Величини коефіцієнтів фільтрації завантаження касети

№	Матеріал завантаження	Крупність матеріалу, діаметр в мм або характерний розмір	K_ϕ , м/с
1	Щебінь	Ø40÷60	0,234
2	Керамзит	Ø25	0,2
3	Пластмасові кульки	між решітками з проміжками 23 мм	0,195
4	Пакетно-рейкове заповнення	–	0,195

При невідомому коефіцієнтові фільтрації завантаження касет його можна визначити за формулою

$$K_{\phi} = 1,8 p \sqrt{d} ,$$

де p – пористість завантаження,

d – середній розмір частинок, м.

Вважається, що нормальна робота фільтруючих касет забезпечується при співвідношенні $v_{\phi}/K_{\phi}=1,4\div 0,83$. Ця умова справедлива і для фільтруючих обсіпок водозабірних оголовків (при цьому за величину b приймається середня товщина обсіпки оголовку).

Якщо вхід води в оголовок забезпечується вихровою камерою, то її розміри визначаються за середніми швидкостями руху в камері і в її вхідних отворах. Площу вхідної щілини $W_{щ}$ в трубчастій вихревій камері і вихровому патрубкові визначають за середньою швидкістю в самопливному трубопроводі $V_{сам}$:

$$W_{щ} = l \cdot b_{сер} = Q / v_{сам} ,$$

де l – довжина щілини,

$b_{сер}$ – середня ширина щілини,

Q – витрата на одну камеру.

Розміри щілини приймають при конструюванні. Найбільший діаметр в кінці трубчастої камери визначається за формулою

$$D_{i \text{ à èñ}} = \sqrt{1,27 Q / v_{i \text{ à èñ}}} ,$$

де $v_{макс}$ – найбільша швидкість руху води в кінці камери, яка приймається не більшою швидкості в самопливному водоводі (для вихрових камер зі щільовим входом – $0,75\div 1$ м/с, для відкритих камер не більше $0,75$ м/с).

Діаметр кінцевого перерізу приймається рівним $D_0=0,6D_{макс}$, а довжина камери $l=(6\div 10)D_{макс}$.

Тема № 5. Елементи водозабірних споруд руслового типу

1. Самопливні і сифонні лінії, їх конструкція і розрахунок.
2. Промивка самопливних і сифонних ліній.
3. Конструкція берегових колодязів і їх проектування.

Оголовки з'єднуються з береговим колодязем або *самопливними або сифонними лініями*. Кількість самопливних чи сифонних ліній, як і кількість відділів берегового колодязя, повинна бути не меншою двох.

Діаметр самопливних і сифонних ліній визначається в залежності від заданої витрати і прийнятого значення розрахункової швидкості. Для зменшення втрат напору, які впливають на глибину берегового колодязя, швидкість руху води в самопливних і сифонних лініях повинна бути невеликою. Але для виключення замулювання трубопроводів ця швидкість повинна бути достатньо великою. Будівельні норми (СНиП 2.04.02-84) рекомендують приймати швидкість в самопливних лініях в межах 0,7...2,0 м/с в залежності від діаметру. Більші значення швидкості приймаються для водозаборів більшої продуктивності. Діаметр самопливної лінії буде:

$$Q = V \cdot W = V \cdot \pi \cdot D^2 / 4 ,$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} .$$

Самопливні труби повинні бути перевірені на їх замулювання при прийнятих швидкостях руху води, діаметрі і характеристиках завислих речовин, які містяться в воді, що забирається. Перевірку виконують за формулою А.С. Образовського:

$$\rho \leq 0,11 \left(1 - \frac{\sigma}{U} \right)^{4,3} \frac{V^3}{g \delta \ddot{A}} ,$$

де σ – середньозважена гідравлічна крупність завислих речовин в м/с,

ρ – каламутність річкової води в кг/м³,

V – швидкість руху води в трубі,

D – діаметр труби.

$$U = \frac{\sqrt{g}}{C} V,$$

C – коефіцієнт Шезі, який приймається в залежності від матеріалу труб,
($C = \frac{1}{n} R^y$, n – коефіцієнт шершавості стінок, R – гідравлічний радіус).

Якщо нерівність зберігається, то прийнята швидкість руху води в трубах забезпечує їх *незамулюванність*.

Самопливні лінії слід по можливості прокладати без якихось поворотів в плані або в вертикальній площині. Вони можуть прокладатись *горизонтально*, з *прямим або зворотнім* ухилом. Для самопливних труб використовують звичайно сталеві або залізобетонні труби.

Самопливні і сифонні лінії укладають в траншеї, які виривають в дні ріки. Оголовок і самопливні труби, які до нього примикають, повинні бути укладені на достатньо *міцній основі* з кам'яної насипки. Прокладка на дні неможлива на судохідних ріках тому, що вони можуть бути зруйновані якорями теплоходів.

Для визначення глибини берегових колодязів необхідно знати втрати напору в самопливних лініях. Втрати напору визначаються за відомими формулами:

$$h_{\text{довж.}} = i l = S Q^2,$$

$$h_m = \sum \zeta \frac{V^2}{2g}.$$

При відомих втратах в самопливних або сифонних лініях *позначку* рівня води в береговому колодязі можна визначити за формулою:

$$Z = Z_{\text{гнв}} - h_{\text{довж.}} - h_m,$$

де $Z_{\text{гнв}}$ – абсолютна позначка найнижчого рівня води в джерелі.

Незважаючи на намагання створити режим роботи самопливних труб, при яких їх замулювання виключається, рідко вдається повністю запобігати осіданню наносів в цих трубах. Тому труби поступово замулюються і вимагають періодичної промивки. Для очистки самопливних труб і ґрат оголовків від осадків використовується промивка *зворотнім або прямим* током води.

При промивці прямим током води на час закриття однієї з самопливних ліній між джерелом і береговим колодязем створюється збільшений перепад рівнів води. Якщо після цього швидко відкрити засувку на тій лінії, що промивається, то вода по ній надходить в береговий колодязь з великою швидкістю і при цьому вимиває осад з нього. Такий спосіб доцільно використовувати при достатньо високих рівнях води в джерелі.

При промивці зворотним током води промиваєма самопливна лінія виключається з роботи і в неї подається вода від напірних водоводів. В цей час друга самопливна лінія (і всі інші) продовжують працювати. Для можливості проведення таких операцій в береговому колодязі передбачається встановлення відповідних засувок (рис.31).

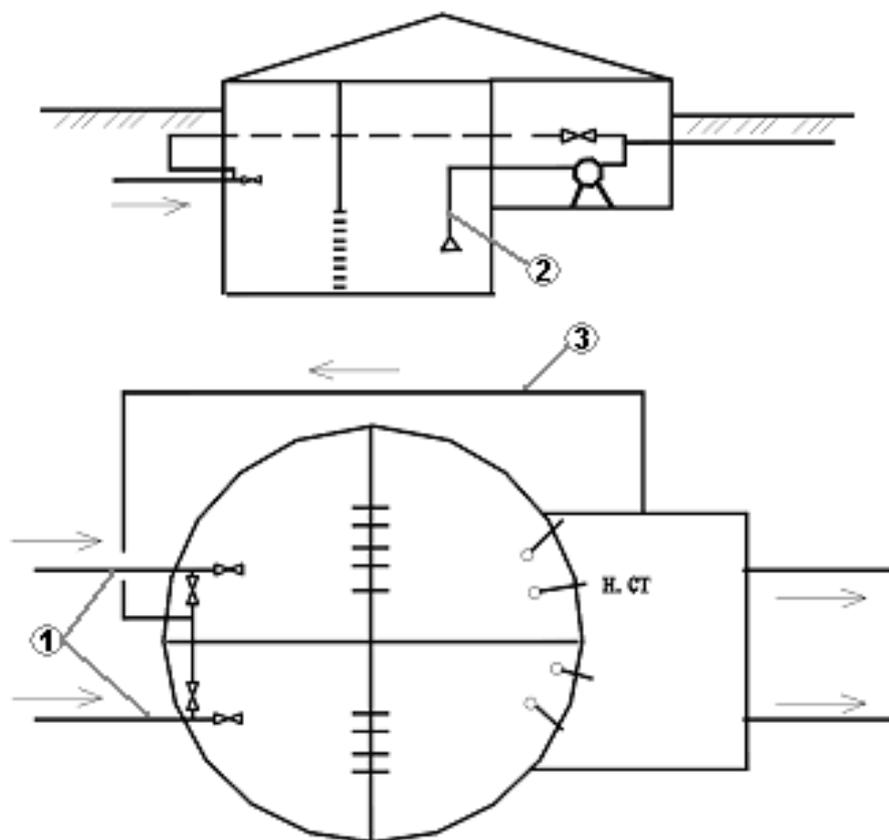


Рисунок 31 – Схема промивки зворотнім током води

- 1 – самопливні труби; 2 – всмоктуючі труби;
- 3 – напірний трубопровід для зворотньої промивки.

Для можливості транспорту по дну трубопроводу піщаних частинок швидкість руху води повинна бути не менше величини, яка визначається за формулою:

$$V \geq 7,5 (d D)^{0,25},$$

де d – середньозважений діаметр частинок наносів, які промиваються, м;
 D – діаметр трубопроводу, м.

Для забезпечення необхідної швидкості треба подавати витрати, які значно перевищують нормальну продуктивність, що може бути одержано тільки при роботі кількох насосів на одну лінію або при подачі води з напірних водоводів при достатньо повному напорі води.

При промивці зворотним током води лінії середніх (350÷600мм) і великих (більше 600 мм) діаметрів використовують водоповітряні та імпульсні способи. Для цього в береговому колодязі на виході з самопливної лінії встановлюють запірний пристрій і напірну колону висотою 6÷8 м та діаметром в 1,5÷3 рази більшим, ніж діаметр лінії, яка промивається (рис. 32).

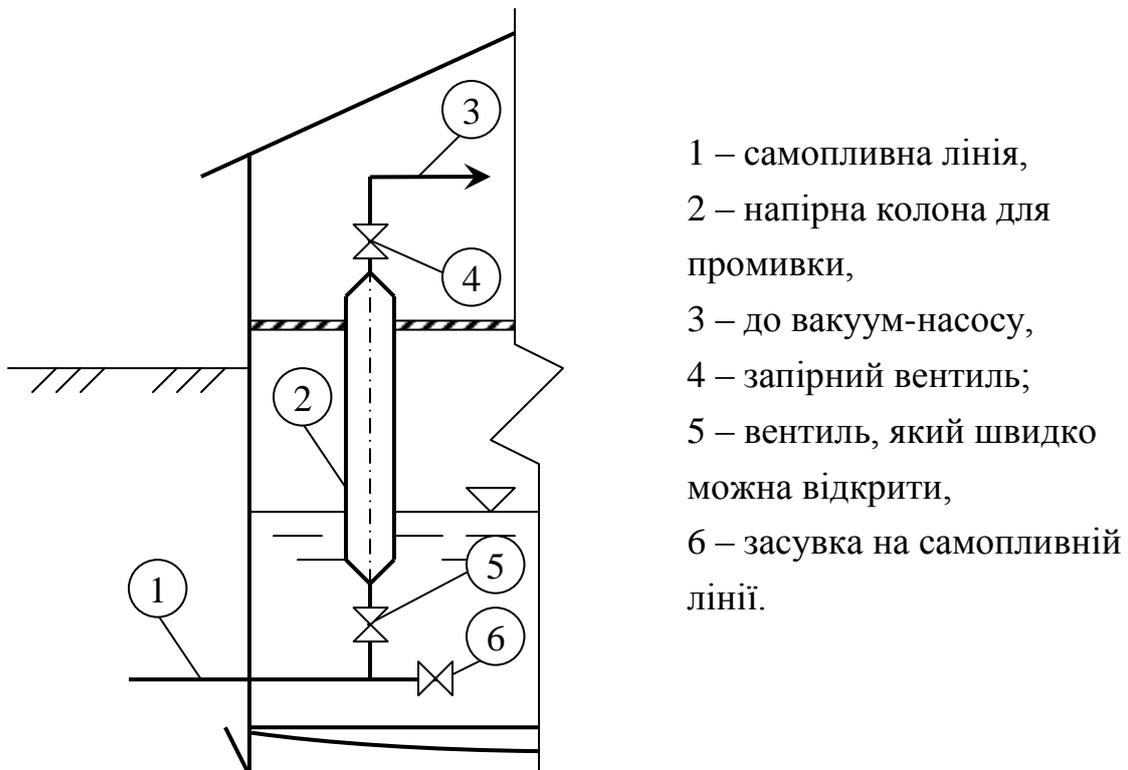


Рисунок 32 – Схема гідроімпульсної промивки самопливних і сифонних ліній

При промивці закривається засувка 6 і включається вакуум-насос, який створює розрідження в колоні (вентиль 5 повинен бути відкритим). Вода заповнює колону і сифонну лінію до рівня, який визначається ступенем розрідження. Після цього трубопровід 3 з'єднується з атмосферою. Вода з колони іде в самопливну лінію. Виникає хвильовий імпульс тиску маси води, яка знаходиться в самопливній чи сифонній трубі і колоні. Ця маса води промиває трубу і ґрати в оголовку. Процес промивки повторюють кілька разів в період низького рівня води в джерелі.

Промивка імпульсним методом може проводитись також шляхом подачі в них повітря з напірної колони під тиском. Для цього на патрубці підключення до самопливної лінії встановлюється вентиль, який можна швидко відкрити (вентиль 5). При промивці вентиль спочатку закривається і в колону закачується повітря. Потім вентиль відкривається, і повітря іде в самопливну чи сифонну лінію і разом з водою прямує до оголовку. При цьому осад здимається в потік. Високий ефект досягається за рахунок того, що повітря зменшує живий переріз для води і при цьому швидкість руху її різко зростає. Імпульсний характер руху збільшує ефект промивки. Інтенсивність подачі повітря для промивки горизонтальних отворів на водотоках $12 \div 18$ л/(с·м²) і $18 \div 25$ л/(с·м²) на водоймах.

В результаті такої промивки одночасно очищуються ґрати, касети і фільтруючі обсіпки водоприймальних оголовків, а осадок виливається в джерело.

При прямій промивці осадки, які накопичуються в самопливних або сифонних лініях, вимиваються в береговий колодязь. З берегового колодязя осадки видаляються за допомогою гідроелеваторів або фекальних насосів.

Розрахункова продуктивність гідроелеватора для видалення осаду визначається за формулою

$$Q_{\text{осад}} = \frac{\rho_{\text{осад}} \cdot W_{\text{осад}}}{C_{\text{сум}} \cdot T_{\text{від}}}, \text{ м}^3/\text{с},$$

де $\rho_{\text{осад}}$ – щільність осаду, кг/м³;

$W_{\text{осад}}$ – об'єм осаду в приямку, м³;

$C_{\text{сум}}$ – концентрація осаду в пульпі, яка видаляється, кг/м³;

$T_{\text{від}}$ – розрахунковий термін відкачки, сек.

Напір гідроелеватора

$$H_{ел} = H_{Г} + \Sigma h,$$

де $H_{Г}$ – геометрична висота підйому,

Σh – сумарні втрати напору.

Напір робочого потоку води в гідроелеваторі повинен бути не меншим величини, яка визначається за формулою

$$I_{\delta} = \frac{I_{\dot{a}\ddot{e}}}{\eta_{\dot{a}\ddot{e}} \left[\frac{2}{S} + \frac{S-2}{(S-1)^2} q - \frac{(1+q)^2}{S^2} \right]},$$

де $\eta_{ел}$ – ККД гідроелеватора, $\eta_{ел}=0,2 \div 0,3$;

S – відношення площі поперечного перетину камери змішування гідроелеватора ω_k до площі струменю робочого потоку ω_k ($S=2,5 \div 5,0$).

Витрата води робочого потоку гідроелеватора і загального потоку в системі на виході з гідроелеватора пов'язані залежностями

$$Q_p = q Q_{ел},$$

де q – відношення витрати робочого потоку і витрати, яка подається гідроелеватором.

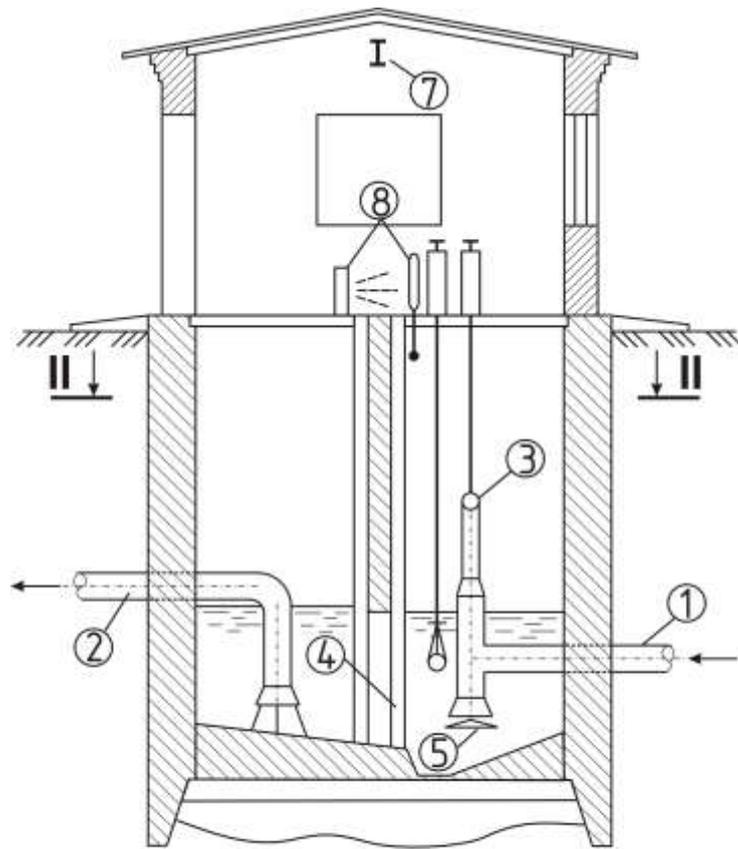
$$q = \frac{Q_p}{Q_{\dot{a}\ddot{e}}} = 0,3 \div 0,6.$$

Берегові колодязі (рис. 33) можуть бути роздільного або сумісного з насосною станцією типу. Вони складаються з двох відділів:

- приймального, в якому розміщені кінці самопливних ліній;
- всмоктувального, в якому монтуються всмоктувальні лінії насосів.

Розміри відділів визначаються кількістю і діаметрами трубопроводів та іншого обладнання (сітки, засувки, перемикаючі пристрої для промивки самопливних труб і т.п.) Кількість незалежно працюючих секцій повинна бути не меншою двох.

Берегові колодязі слід розміщувати на ділянках, які не затоплюються, або передбачати їх обсіпку до позначок, які перевищують гребінь хвилі при найвищому рівні води на менше, ніж на 0,5м.



План по II-II

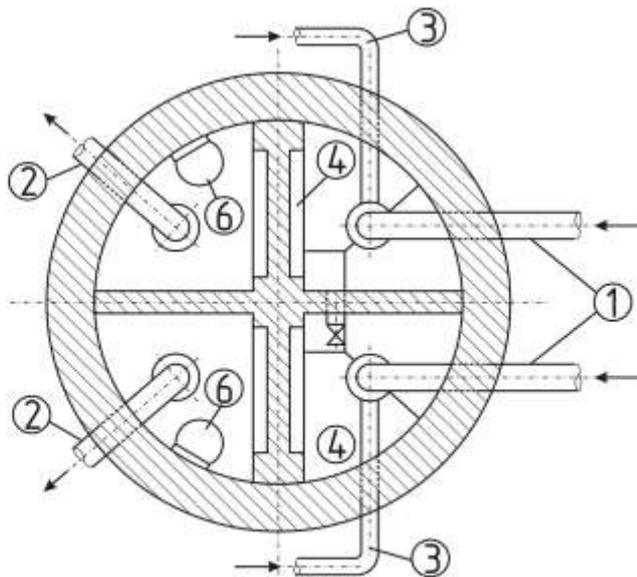


Рисунок 33 – Береговий колодязь

1 – самопливні труби; 2 – всмоктуючі труби; 3 – напірний трубопровід для зворотної промивки; 4 – плоскі сітки; 5 – тарільчатий клапан; 6 – драбина з огородженням; 7 – гідроелеватор для видалення осадків; 8 – промивний пристрій; 9 – грузовантажний пристрій.

Розміри берегового колодязя визначаються конструктивно. Для цього спочатку кресляться осьові лінії і в масштабі відкладаються товщини внутрішніх перегородок. Після цього розміщуються самопливні і сифонні лінії з дотриманням розмірів, які показані на рис. 34.

$$D=(1,3 \dots 1,5)d., \quad a=(0,75 \dots 1)D .$$

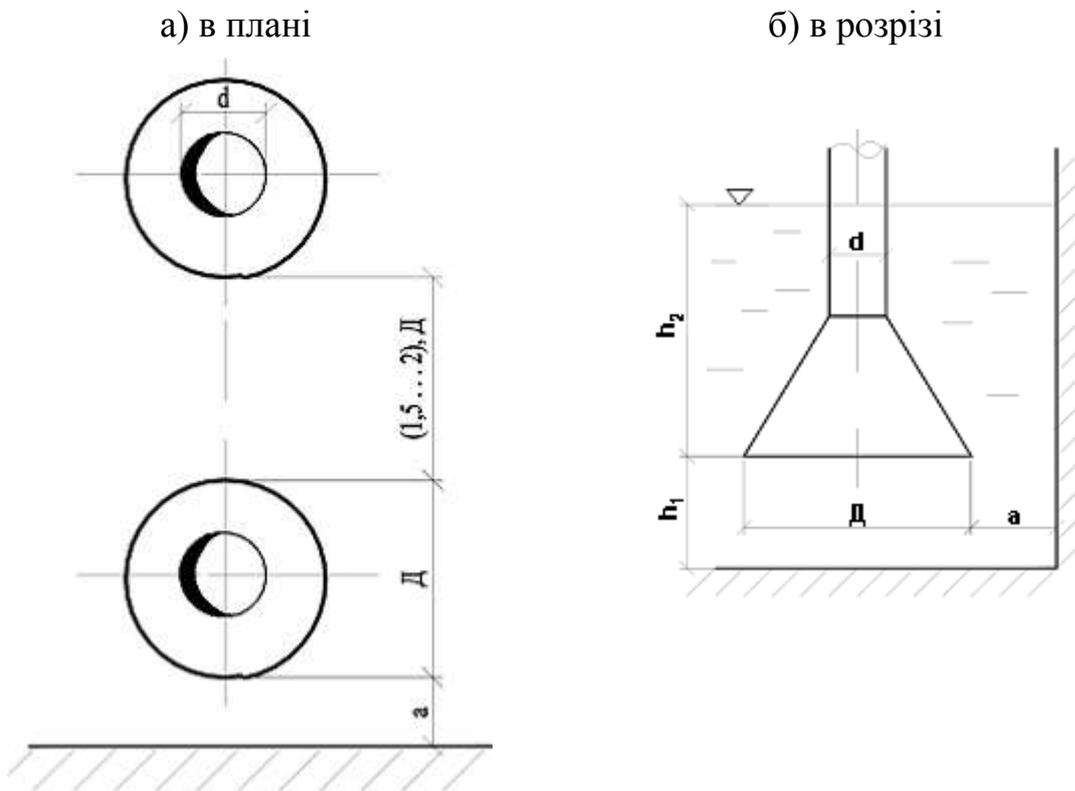


Рисунок 34 – Розміщення всмоктувальних ліній в береговому колодязі

Потім в колодязі розміщуються усі необхідні приямки, гідроелеватори для видалення осаду або фекальні насоси, драбини, мостики для обслуговування засувки і т.п.

Після цього визначається внутрішній діаметр колодязя, призначається товщина зовнішніх стін і визначається зовнішній діаметр колодязя.

Вихідною позначкою для визначення глибини колодязя являється позначка мінімального рівня води у його вхідному відділенні. Для визначення позначки дна колодязя від мінімального рівня води відкладається вниз висота плоскої сітки або робоча висота сітки, яка обертається, з врахуванням її заглиблення під

мінімальний рівень на 100мм і перевіряється можливість збереження для всмоктуючих ліній насосів розмірів, які приведені на рис. 34. При цьому мінімальні відстані визначаються співвідношеннями:

$$a=(0,75 \dots 1)Д, h_1=0,8Д, h_2=2Д.$$

Інші розміри колодязя приймаються з врахуванням можливості розміщення і зручності обслуговування всього допоміжного обладнання. Позначка полу першого поверху надземної частини приймається на 0,5м вище максимального рівня води в водоймі з врахуванням можливої висоти хвилі.

Висота наземної частини берегового колодязя визначається з врахуванням можливості зняття крановим обладнанням технологічного і допоміжного обладнання водозабору та його навантаження на транспорт.

Тема №6. Рибозахисні пристрої водозабірних споруд

1. Типи водозабірних споруд.
2. Конструкція механічних загороджень для рибозахисту.
3. Конструкція гідравлічних загороджень для рибозахисту.
4. Особливості конструкції “фізіологічних” загороджень”
5. Особливості розрахунку рибозахисних споруд.

Рибозахисні пристрої передбачаються для запобігання травмування і загибелі риб в водозаборах. Вони одночасно можуть очищувати воду від плаваючих тіл. Рибозахисні пристрої дозволяється демонтувати на зимній період, якщо вони заважають експлуатації водозабірних споруд при наявності в водотоках шуги і льоду. Водозабірні споруди в залежності від умов влаштування на них рибозахисних споруд можна поділити за кількома ознаками.

За *гідробіологічними особливостями* джерел для забору води водозабірні споруди діляться на дві групи:

- а) водозабори на водотоках;
- б) водозабори на водоймищах.

За особливостями розміщення оголовків відносно берега водозабори бувають 4-х типів:

I тип – водозабори з далеко видвинутими оголовками;

II тип – водозабори з оголовками, які розміщені відносно недалеко від берега і мають доступ до них;

III тип – водозабори з оголовками в березі або в тілі греблі;

IV – водозабори з ковшами або підводящими каналами.

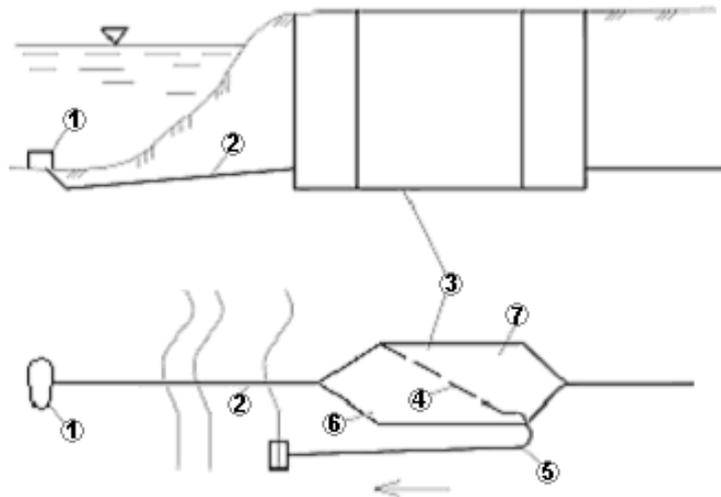
Рибозахисні пристрої за *способом затримання* риб ділять на три типи:

I тип – механічні загородження (сітки, жалюзі, фільтри і т.п.);

II тип – гідравлічні загородження (струмененаправляючі пристрої типу *зананів і відбійних козирьків*);

III тип – “фізіологічні” загородження (створення в воді електричних, світлових, звукових полів, завіс з повітряних пузирьків і т.п.)

Розглянемо механічні загородження. Класичним представником серед них являється плоска сітка з рибовідводом (рис. 35).



- 1 – оголовок;
- 2 – самопливна лінія;
- 3 – сіточна камера;
- 4 – плоска сітка;
- 5 – рибовідвід;
- 6 – аванкамера;
- 7 – арьеркамера

Рисунок 35 – Схема установки плоскої сітки для рибозахисту

Сітка конструктивно виконується так, як і в водозаборах (несуча конструкція, груба решітка з чарунками 50x50, сітчатє полотно і очисний пристрій).

Сіточка камери виконується у вигляді відкритого лотка або у вигляді колодязя. В камері передбачається встановлення *гідроелеваторів* для видалення осадків. Ширина входу в рибовідвід повинна бути не меншою 150мм у вигляді суцільної щілини або донного і поверхневого отворів. Вхідну ділянку рибовідводу необхідно розміщувати так, щоб його вісь була паралельною вісі загального напрямку потоку в аванкамері. Для регулювання витрати води через рибовідвід передбачаються затвори. В рибовідводі повинна бути передбачена ділянка для встановлення *контрольних уловлювачів* риби.

Грубу решітку для захисту сітчастих полотен від великих плаваючих частин слід встановлювати на вході в сіточну камеру і, як виключення, впродовж сітчастого полотна на відстані від нього не менше 1,5м. Очистка сітки повинна передбачатися гідравлічним способом.

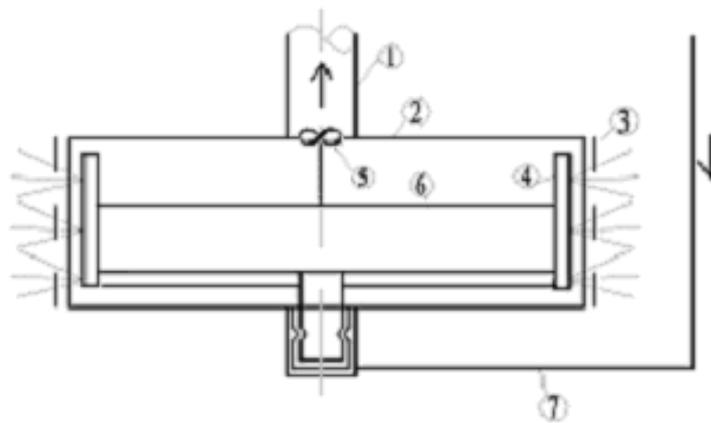
Щоб не обладнувати сіточну камеру, можна встановити сітчастий барабан. *Сітчасті барабани* встановлюються перед вхідними отворами оголовків або водоприймальників (рис. 36).



- 1 – сітчастий барабан;
- 2 – оголовок;
- 3 – самопливна лінія

Рисунок 36 – Установка сітчастого барабану на оголовках

Сітчастий барабан має таку конструкцію:



- 1 – самопливна лінія;
- 2 – каркас барабана;
- 3 – сітчасте полотно;
- 4 – водоструменева флейта;
- 5 – турбінка;
- 6 – водило;
- 7 – лінія живлення водоструменевої флейти

Рисунок 37 – Конструкція сітчастого барабана

Швидкість обертання флейти ≤ 120 об/хв. Для запобігання ушкодженню сітчастого барабану плаваючими тілами передбачається огорожа у вигляді кущів паль або відбійних козирьків.

Найбільш ефективним засобом рибозахисту на оголовках являються:

- а) галькові фільтри;
- б) фільтруючі касети і плити.

Галькові фільтри являють собою перфорований металічний кожух, заповнений галькою $d=60...80$ мм.

Фільтруючі касети і плити виконуються у вигляді просторової рами з решітчастими стінками, між якими прокладено фільтруючий матеріал. Касети встановлюються в пази замість ґрат споруди, яка відгороджує джерело від водозабору. Для завантаження касет використовують керамзит з крупністю зерен $d=20\div 25$ мм (пористістю $p=0,45$), щебінь $d=20\div 30$ мм (пористістю $p=0,45$) та $d=40\div 60$ мм (пористістю $p=0,48$), пластмасові, гумові і дерев'яні кульки. Товщина касети з зернистим завантаженням $b_{кас}=(3\div 5)d$ мм. Швидкість води через касету не повинна бути більшою 0,1 м/с.

Замість касети можна використовувати поропластові плити. Середня швидкість через них

$$U = 0,34 H d / b_n \quad \text{см/с},$$

де H – напір на загородженні,

d – середня крупність зерен наповнювача,

b_n – товщина плити.

Пакетно-рейкові дерев'яні касети складаються з 2÷4 пакетів дерев'яних рейок прямокутної або квадратної форми у перерізі. Зовнішній пакет, який обтікається річковим потоком складається з 2÷3 шарів рейок перерізом 13×13мм, які розміщуються з кроком 25мм. Середній пакет складається з рейок 25×25мм з кроком 50 мм, а другий зовнішній пакет має рейки 50×50мм на відстані 100мм між ними.

Пакети притискуються один до другого і стягуються металевою рамою. Вони можуть встановлюватися в пази водоприймальних вікон. Пористість таких касет $p=0,5$, швидкість фільтрації через них води $v=0,1\div 0,12$ м/с.

Недоліком всіх загороджуючих рибозахисних споруд являється те, що вони забруднюються і вимагають очистки.

До споруд, які не допускають рибу до водозабірної отвору, відносяться запані, стаціонарні і зонні загородження, які переміщуються, зонтикові оголовки і т.п. Найбільш простими рибозахисними пристроями являються запані і відбійні козирьки, які встановлюються безпосередньо перед вхідними пристроями.

Запані або забральні стінки – це водонепроникні щити або екрани, які влаштовуються у вигляді

- бетонних перегородок;
- полотна і мембрани з гумірованої тканини, плівок і т.п., що закріплюються на несучій конструкції.

Конструкцій запанів існує багато. Наприклад,

- відбійний козирьок на плавучому водозаборі (рис.38),
- запані при берегових водозаборах (рис.39),
- плавучі запані (рис.40).

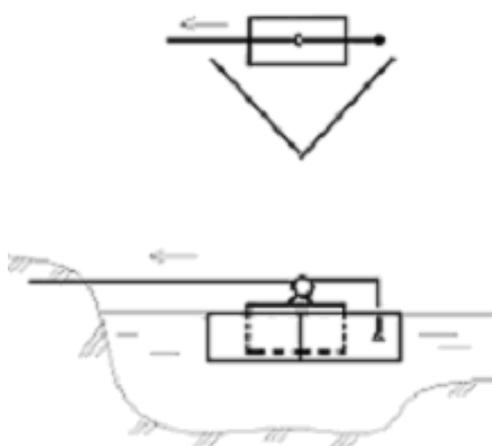


Рисунок 38 – Відбійний козирьок

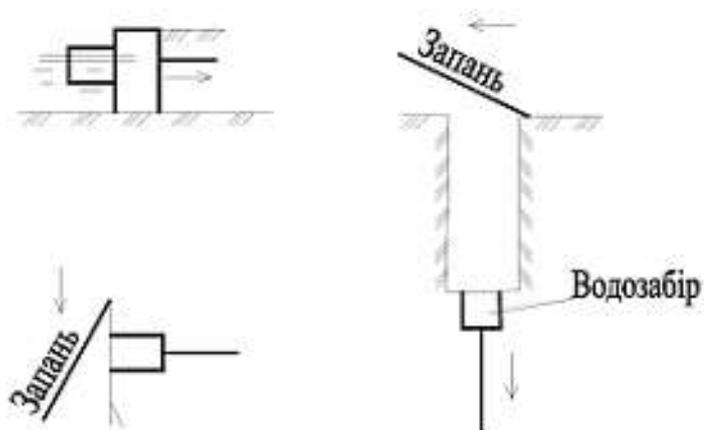
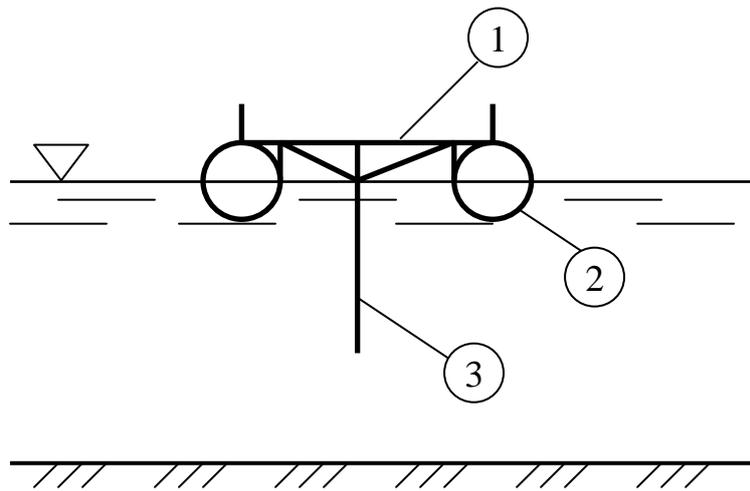


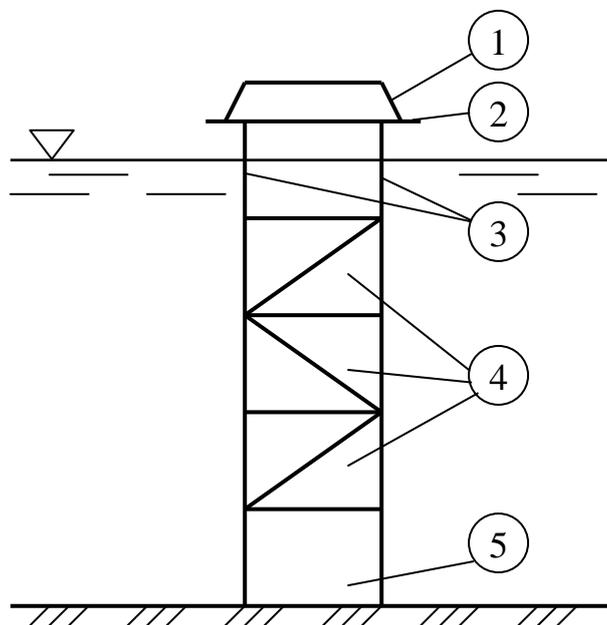
Рисунок 39 – Запані на берегових водозаборах



- 1 – місток для обслуговування,
 2 – поплавки,
 3 – запань.

Рисунок 40 – Плавуча запань

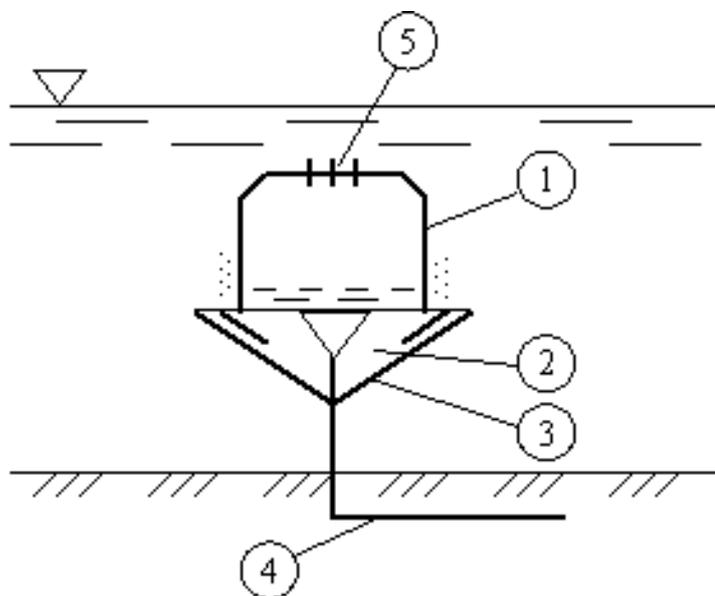
Водозабори з вертикальними екранами, які переміщуються по висоті, відрізняються від водозаборів із стаціонарними вікнами тим, що при зміні вертикального положення екрану змінюється місцерозміщення водозабірної вікна (так, як наприклад, в м.Лондон, Англія при заборі води з водосховища Дайтчет, рис.41).



- 1 – кран для обслуговування, 2 – місток для обслуговування,
 3 – опірні палі, 4 – секції зонного відгородження,
 5 – водозабірні вікна.

Рисунок 41 – Водозабір із вертикальними екранами з регулюванням

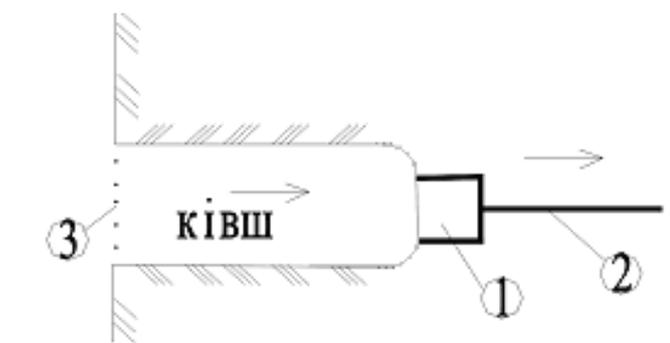
Зонтикові рибозахисні пристрої виконуються у вигляді циліндра – коробка або конусу з кришками, які закріплюються над оголовком. Це дозволяє відокремити від водозабірної вікна зону, в якій в основному плавають мальки (рис.42).



- 1 – зонт,
- 2 – магнітострикційні випромінювачі,
- 3 – козирьок,
- 4 – самопливна лінія,
- 5 – отвори для випуску повітря.

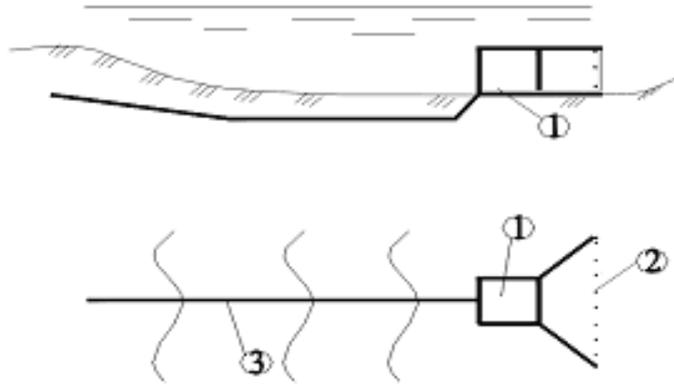
Рисунок 42 – Зонтичний оголовок

Електричні рибозахисні пристрої являють собою електричну сітку, яка встановлена на вході в водозабір (рис. 43 і рис. 44).



- 1 – водоприймальник;
- 2 – напірна лінія;
- 3 – система електродів.

Рисунок 43 – Електричний рибозахист в водозаборах з ковшом



1 – оголовок; 2 – система електродів; 3 – самопливна лінія.

Рисунок 44 – Електричний рибозахист в руслових водозаборах

Крім цих способів, можуть використовуватись завіси з повітряних бульбашок.

Для комплексної боротьби з утрудненнями водозбору (захист від шуги, зважених речовин, рибозахист) використовують водозбори з фільтруючими водоприймачами. В таких водозаборах водоприймальна частина засипається крупнозернистим матеріалом. Розрахунок фільтрів водоприймачів заключається в визначенні їх площі з врахуванням стиснення водоприймальних отворів опірними конструкціями при шпаруватості 50%.

Фільтрація в крупнозернистих матеріалах, як правило, турбулентна і описується залежністю

$$v_{\phi} = K_{\phi} J^m,$$

де K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації,

J – градієнт потоку.

При ламінарних потоках, які бувають при невеликій крупності матеріалу фільтру ($d \leq 20$ мм) і малих градієнтах, $m=1$. При крупності $d \geq 50$ мм і $J \geq 0,1$ при розрахунках приймають $m=0,5$.

Швидкість фільтрації можна представити залежністю

$$v_{\phi} = v_{ex} / (K \cdot K_{забр}) = v_{ex} / (1/\delta \cdot 1,25),$$

де v_{ex} – швидкість входу води.

Пористість фільтрів приймається рівною $p=0,4$. Коефіцієнт фільтрації в см/с для гравію визначається за формулою

$$K_{\phi} = (20 - 14/d) p \sqrt{d} ,$$

для щебеня

$$K_{\phi} = 18 p \sqrt{d} ,$$

де d – діаметр частинок завантаження, см.

З врахуванням промивки фільтрів зворотним током води рекомендується приймати такі швидкості при промивці:

- при крупності завантаження $d=25\div 60$ мм – $v_{np}=(0,7\div 1,0) v_{ex}$;
- при крупності завантаження до $d=80$ мм і вході води знизу вверх – $v_{np}=(0,5\div 0,7) v_{ex}$;
- при крупності завантаження до $d=100$ мм і вході води по горизонталі – $v_{np}=(1,5\div 2,5) v_{ex}$.

В фільтруючих водоприймальниках, які повинні захищати водозабір від шуги, швидкість фільтрації приймають рівною $3\div 4$ см/с (але не більше 5 см/с). Швидкість входу води за вимогами рибозахисту не повинна перевищувати 0,25 м/с.

Товщина фільтру з $1\div 3$ шарів приймається не менше 0,8 м. Для фільтрів водоприймачів доцільно використовувати щебінь, у якого більша пропускна, краща шуго- і сміттязатримуюча здібність. Звичайні фільтруючі водоприймальники – це найпростіші типи оголовків, водоприймальні отвори яких обсіпані рваним каменем або галькою, що виконують роль фільтру. Використання зв'язуючих матеріалів таких, як епоксидна смола, дозволяє створити фільтри у вигляді жорстких водопроникних для води плит.

В механічних загородженнях – сітках розміри чарунок залежать від довжини тіла риби l_p : при $l_p < 15$ мм – 1×1 мм, при $15\text{мм} \leq l_p < 30$ мм – 2×2 мм, при $l_p \geq 30$ мм – 4×4 мм. Швидкість входу води в сітку в залежності від типу джерела і типу водозабору може коливатися в межах від 0,1м/с до 0,4 м/с. Швидкість течії в водотоці, де встановлені відбійні козирьки, повинна бути не меншою 1м/с, а при запанях – $\geq 0,8$ м/с. Ефективність відбійних козирьків і запанів – 60%, а електрозахисту – 75 %.

Тема №7. Спеціальні водоприймальні споруди

1. Водозабори з ковшами.
2. Плавучі і пересувні водозабори
3. Особливості прийому води з рік з недостатньою глибиною.
4. Особливості прийому води з водосховищ і озер.
5. Особливості прийому води з морів.
6. Особливості приймання води з гірських річок.
7. Боротьба з біообростанням елементів водозаборів.

Ковшом називається природний або штучний басейн, швидкість течії в якому значно менша, ніж в річковому потоці.

Ковші, які виконуються перед водоприймальними камерами господарсько-питного чи промислового водозабору, називаються водоприймальними. В цьому випадку ківш повинен сам приймати воду з рік, тобто діє як водоприймач. Тому його інколи називають ковшом-водоприймачем.

Ковші можуть бути призначені для:

- відстою води від частинок, які знаходяться в ній (іноді це головна задача);
- створення достатніх глибин в місці прийому води, тобто перед водоприймальними камерами водозабору;
- підвищення % відбору води з ріки в період пропуску мінімальних витрат;
- боротьби з внутрішньоводними льодом (малі швидкості в ковші сприяють більш швидкому утворенню льодового покриву і виключають можливість переохолодження води в ковші і утворення глибинного льоду).

Слід відмітити, що ковші не виключають повністю утруднень прийому води в зимовий період в районах зі складними льодовими умовами. Тому іноді до ковшового водоприймальника додають додаткові міри такі, як обігрів ґрат, скидання перед водоприймальником теплої води, зворотню промивку і т.п.

За ступіню видвинутості в русло ріки, водоприймальні ковші виконуються за схемами, які приведені на рис. 45:

- повністю видвинуті в русло ріки (рис.45 а);
- частково видвинуті в русло ріки (рис.45 б);
- заглиблені в берег (рис.45 в).

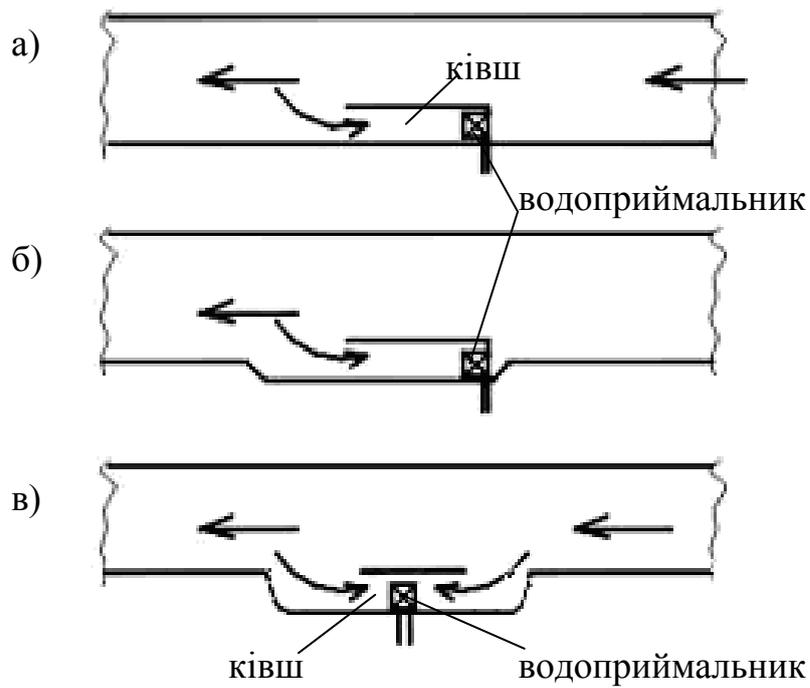


Рисунок 45 – Ківші по відношенню до русла ріки

В залежності від типу входу води в ківш, останні можуть виконуватись за схемами, які приведені на рис. 46:

- з верховим входом (рис. 46 а);
- з низовим входом (рис. 46 б);
- з входом під кутом φ (рис. 46 в);
- з двома входами в ківш (рис. 45 в).

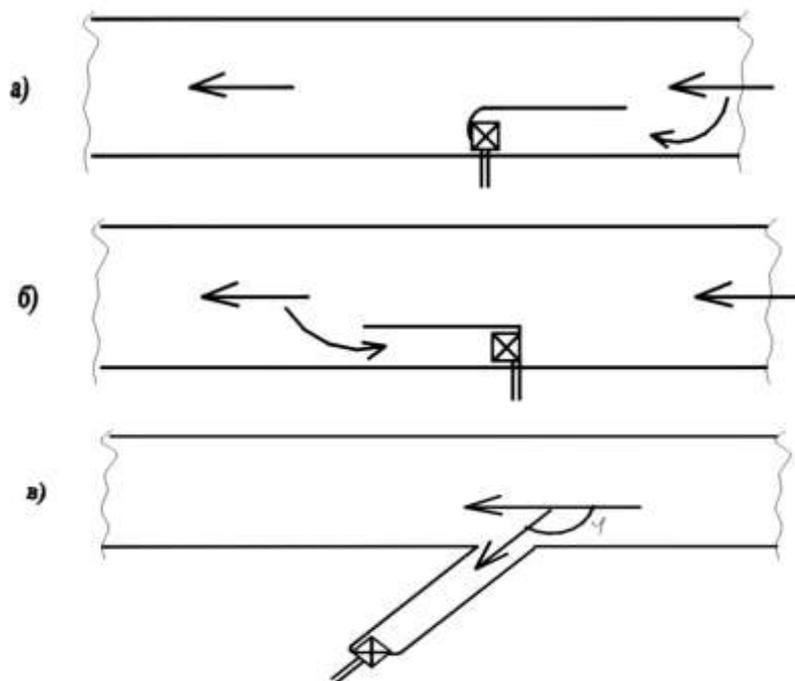


Рисунок 46 – Схеми входу води в ківш

3) За конструктивними особливостями всього ковша або тільки його входу розрізняють ковші:

- заливаємі і незаливаємі в повінь;
- з одним або двома входами;
- з регулятором на вході і т.п.

Ковші частіше всього влаштовуються шляхом відсипання насипу або частковою виемкою в руслі ріки.

Гідравлічний режим роботи водопровідних ковшів дуже складний і змінюється на протязі року. Розглядаючи цей режим, можна виділити три головних режими відбору води:

- режим ділення;
- режим водообміну;
- перехідний режим.

Режим ділення має місце, при відборі з річки відносно великих витрат води (в порівнянні з витратою в річці). Внаслідок різкого зниження витрат в річці вище водозабору виникає крива спаду, в межах якої глибини зменшуються, а швидкості зростають. Зростання швидкостей приводить до втягування в ківш донних наносів.

При вході в ківш спостерігається створення водоворотних зон, які займають значну частину перетину ковша, що приводить до того, що фактична швидкість V_T буде значно більшою від середньої розрахункової швидкості в перетині ковша (рис. 47).

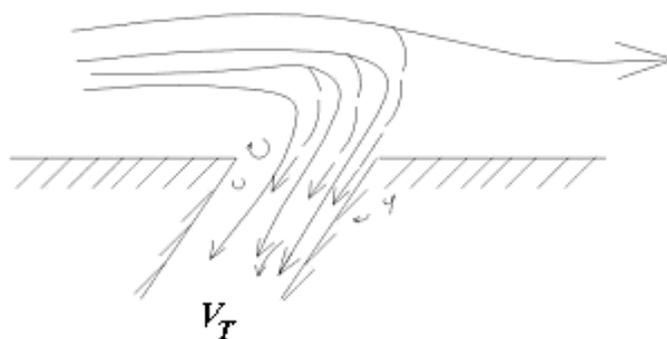


Рисунок 47 – Схема течій на вході в ківш в режимі ділення

В повінь, коли руслом проходять значні витрати, в порівнянні з якими водозабір складає долі відсотка або величину, яка лежить в межах точності вимірювання витрати, в річному потоці не констатується ніяких деформацій, що обумовлюються водовідбором. В цьому випадку між ковшом і річковим потоком встановлюється своєрідний режим взаємодії, який характеризується

інтенсивним водообміном і передачею з потоку в ківш деякої кількості руху і енергії. Цей режим і називається *режимом водообміну*.

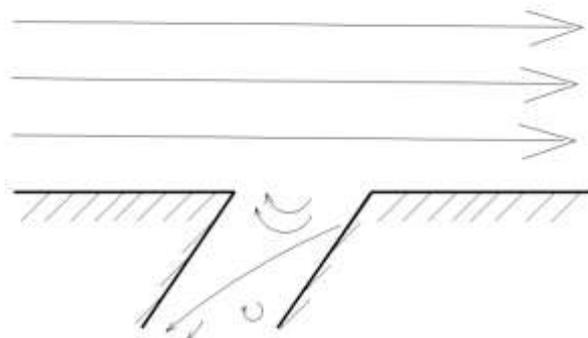


Рисунок 48 – Схема течій на вході в ківш в режимі водообміну.

При цьому режимі на вході в ківш створюється система водоворотів, яка займає більшу його частину. Значна частина води, яка входить в ківш, виходить з нього знову в русло ріки (рис. 48). Створюється своєрідна застійна зона, в якій має місце як спливання шуги, так і випадання завислих речовин. Це забезпечує захист ковша від занесення в нього наносів і шуги.

Перехідний режим займає проміжне місце між режимом водообміну і режимом ділення (рис. 49).

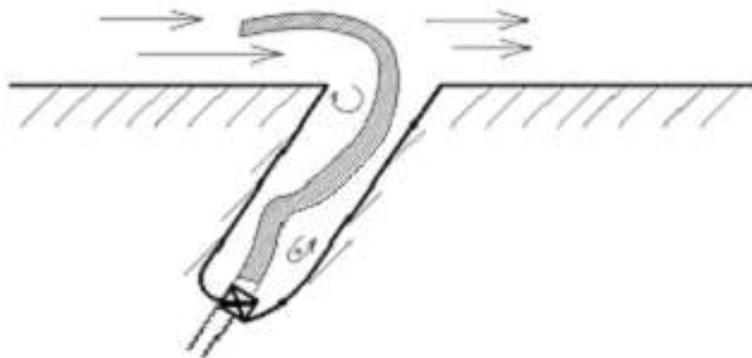


Рисунок 49 – Схема течій на вході в ківш при перехідному режимі

Водозабірні споруди, які розміщуються в ковшах, як правило, виконуються берегового типу. Тому його глибина повинна бути достатньою для роботи водоприймача при мінімальному рівні води (звичайно зимою). При цьому товщина льоду в ковші приймається на 33% більшою, ніж розрахункова товщина його в руслі річки.

Робоча довжина ковша за пропозицією А.С. Образовського повинна визначатися з врахуванням струменевості потоку в ньому та реальних швидкостей руху води в струмені, який поступово розширюється, за формулою

$$l_p = \frac{\varphi}{\operatorname{tg} \beta} \left(\sqrt{\hat{A}_i^2 + 2 \frac{Q}{U \varphi} \operatorname{tg} \beta} - \hat{A}_i \right),$$

де B_n – початкова ширина транзитного струменю

$$B_n = \frac{Q}{H V_\epsilon},$$

де H – глибина ковша,

V_ϵ – фактична швидкість входу в ківш, $V_\epsilon = 0,5 V_p$ – при режимі водообміну і $V_\epsilon = 0,9 V_p$ – при режимі ділення;

V_p – швидкість течії води в річці;

Q – витрата, яка забирається з ковша;

β – кут конусності транзитного струменю ($\beta \approx 3^\circ$);

φ – коефіцієнт, який враховує турбулентне розсіювання ($\varphi = 1, 2 \dots 1,4$).

При типових β і φ формула приймає вигляд

$$l_p = 29 \left(\sqrt{B_i^2 + \frac{0,105}{U \varphi} Q} - \hat{A}_i \right).$$

Враховуючи, що деяка частина ковша буде зайнята шугою, а вхідна частина охоплена неробочими циркуляціями, повна довжина ковша повинна визначатися за формулою:

$$L = l_p + l_{\text{вх}} + l_{\text{ш}},$$

де $l_{\text{вх}}$ – вхідна частина ковша, на якій формується водоворот, $l_{\text{вх}} = (1 \dots 1,5) B_k$ (B_k – ширина ковша),

$l_{\text{ш}}$ – частина ковша, яка зайнята шугою, $l_{\text{ш}} = 10 \dots 20 \text{ м}$.

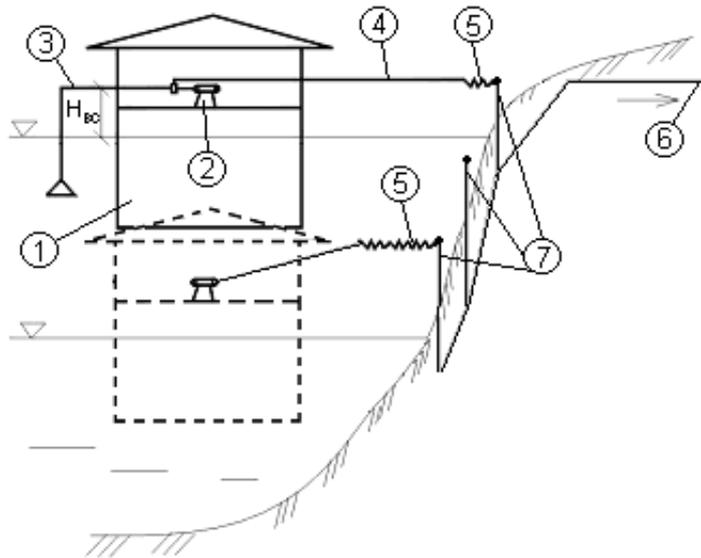
Враховуючи, що облік всіх факторів, які впливають на роботу ковша, важкий і неточний при проектуванні використовують моделювання ковшів. Це при дорогих і відповідальних спорудах себе повністю виправдовує.

Плавучі і пересувні водозабори

Значна амплітуда коливань рівнів води в річці сильно підвищує вартість водозабору. Крім того, умови роботи насосних агрегатів також змінюються. Якщо заставити насос опускатися або підійматися у відповідності з коливанням рівнів води в річці, то висоту всмоктування насосів можна зробити постійною. Переміщення вісі насосів насосної станції можна здійснити двома способами:

- улаштуванням плавучих водозаборів;
- улаштуванням споруд фунікульорного типу.

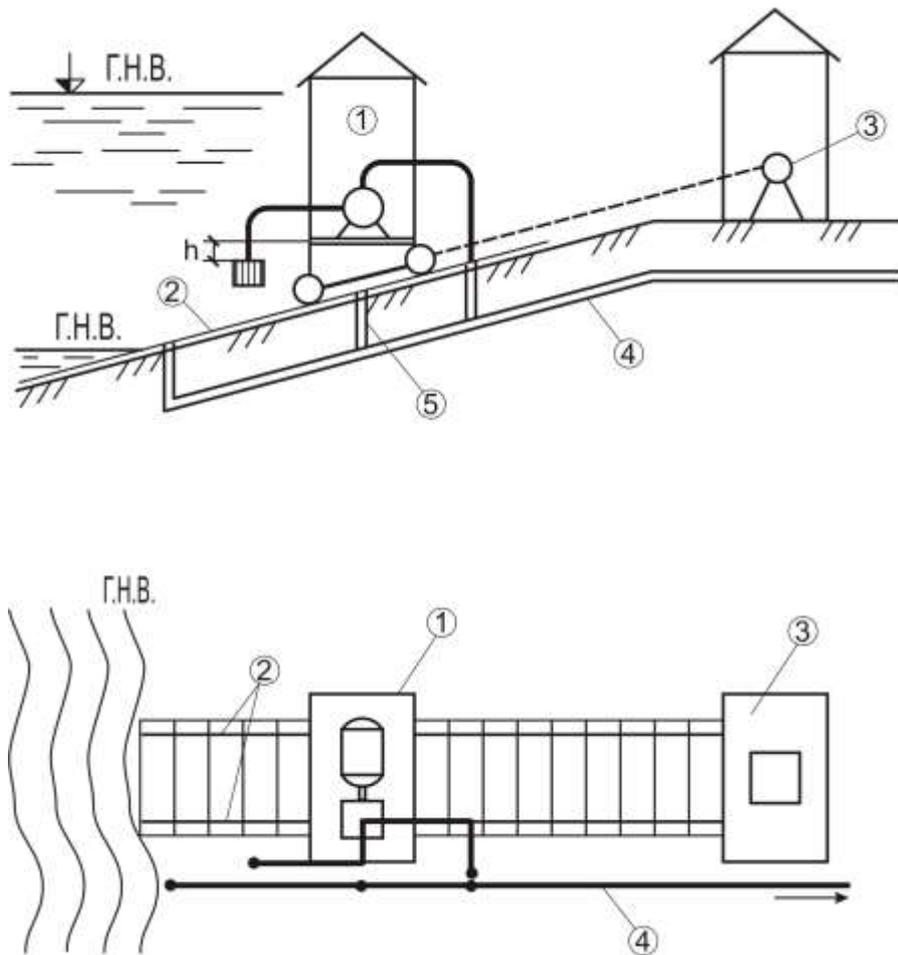
Плавучі водозабори обладнуються на *плавучій* основі (понтони, баржі і т.п.) (рис. 50). Щоб плаваюча станція не була знесена течією ріки, її закріплюють на якорях. Для можливості опускання і підйому такого водозабору необхідно використання гнучкої вставки на напірному трубопроводі, що знижує надійність такої станції. Такі водозабори використовуються для тимчасових водопроводів, для одержання води при гідророзробці ґрунту, в сільськогосподарському водопостачанні.



1 – понтон або баржа, 2 – насосний агрегат, 3 – всмоктувальна лінія насосного агрегату, 4 – напірний трубопровід насосного агрегату, 5 – гнучка вставка, 6 – напірна лінія, 7 – патрубки для приєднання напірної труби від насоса.

Рисунок 50 – Плаваючий водозабір

В водозаборах *фунікульорного* типу (рис.51) насоси встановлюються на візку або в вагончику, який пересувається рейками, що прокладені перпендикулярно урізу води в річці в межах можливого zalивання берега водою. Такий тип може бути використаним при крутому березі.



- 1 – насосна станція;
- 2 – лебідочна станція;
- 3 – рейкова колія;
- 4 – напірна лінія;
- 5 – патрубки.

Рисунок 51 – Водозабір фунікулярного типу

Вода забирається насосами безпосередньо з ріки через всмоктувальні труби. Час стоянки вагончика в кожному вибраному місці визначається зміною рівня води в діапазоні від самого великого, який дозволяє всмоктувати воду насосами, до самого малого, при якому вода піднімається до полу насосної станції. Поряд з рейками прокладається лінія з патрубками для підключення напірної лінії насоса.

Особливості прийому води з рік з недостатньою глибиною

Для можливості прийому води з рік з недостатньою глибиною використовують різні способи підвищення рівня води в місці водозабору:

- стиснення потоку в місці забору води;
- поглиблення русла ріки в місці водозабору;

- улаштування водопідйомних гребель;
- комбіновані способи.

Стиснення потоку виконується шляхом улаштування *струмененаправляючих дамб і напівзапруд* (рис. 52). Ці споруди за конструкцією можуть бути:

- земляними;
- з кам'яних накидок;
- фашинні;
- з паль;
- комбіновані.

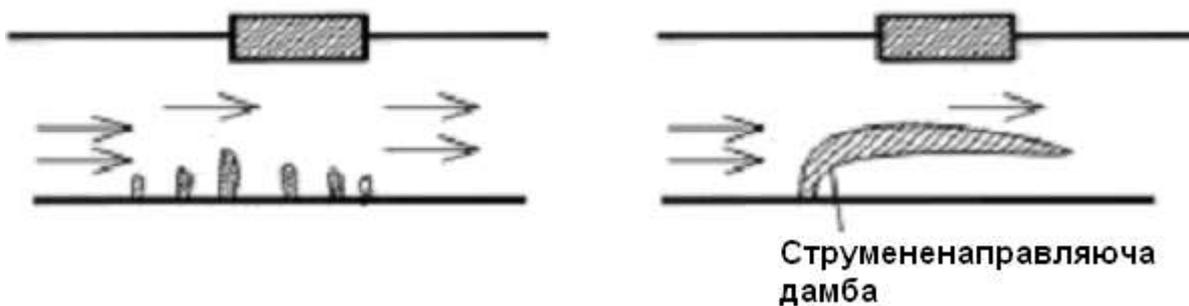


Рисунок 52 – Стиснення потоків в річці

За допомогою таких споруд рівень води підвищується несильно. Стиснення русла приводить до зростання швидкостей. Для запобігання розмиву берега і підмиву водозабору слід провести берегоукріплювальні роботи.

Поглиблення русла досягається улаштуванням прорізів (підводних каналів) або різних регуляційних споруд, які забезпечують переформування русла з поглибленням його в місці водозабору. Поглиблення може бути:

- повздовжнім (рис. 53а)
- поперечним (рис. 53б)

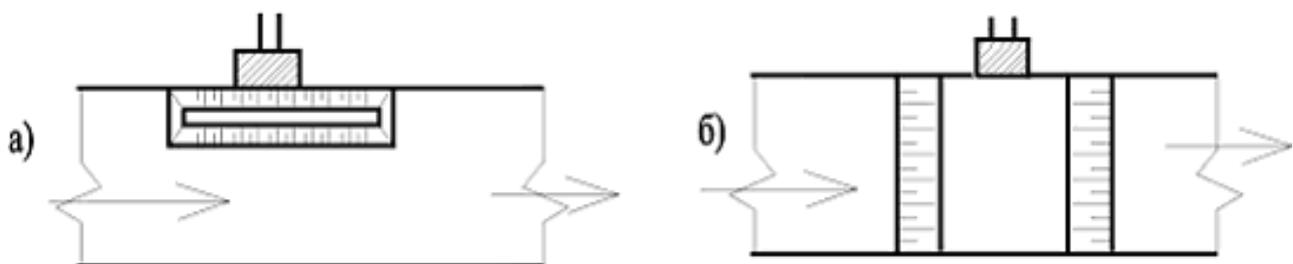


Рисунок 53 – Поглиблення русла ріки

Якщо ці способи не дозволяють одержати необхідний ефект, то будують водопідіймальні греблі (глухі, тобто без затвору, або з затвором).

Водозабори можуть бути *окремо стоячими* чи конструктивно *об'єднаними з греблею*. При цьому водозабори окремо стоячі можуть виконуватись по любому типу річкових водоприймальників. При конструктивному об'єднанні водозабору з греблею частіше всього водозабір суміщують з устоем греблі або безпосередньо до нього примикають.

Особливості прийому води з водосховищ і озер

Водозабори з водосховищ у нас розповсюджені достатньо широко тому, що р.Дніпро перетворилась в каскад водосховищ. Улаштування водосховищ суттєво змінює гідрологічний режим ріки. Крім того, змінюється якість води на протязі року. При улаштуванні водозаборів з водосховищ необхідно рахуватися з рядом невстановившихся явищ і процесів (переформування узбережжя, замулювання водосховищ, виникнення небажаних видів флори і фауни, коливання каламутності, солоності, вмісту кисню і т.п.), а також зі складними режимами коливання рівнів води (хвилювання, згінно-нагінні коливання, падіння рівня води в водосховищах і т.п.), течій (стічних, щільнісних, вітрових, впродовж берегових, циркуляційних і т.п.), шугольодостворення (дрейф шуги і льоду, навали і торошення, внутрішньоводне льодоутворення і т.п.)

Вибір місця розміщення водоприймальника в водосховищі –задача дуже відповідальна. В простих і сприятливих умовах ставків і малих водосховищ, які характеризуються протічністю, міцними і стійкими берегами, помірними висотами хвилі, простим режимом, водозабори виконують за схемами річкових водозаборів але з врахуванням місцевих умов і більш широким використанням:

- розчистки перед водоприймальниками берегового типу;
- комбінованого прийому води (в береговий водоприймальник при звичайних умовах і через самопливні і сифонні трубопроводи в часи різкого зниження рівня води, яке повторюється рідко);
- встановлення двох ступенів насосів, головний з яких розраховується на роботу в середніх умовах, а другий – на підкачку при рідких низьких рівнях води в водосховищі.

В водосховищах, які використовуються комплексно, водозабори повинні проектуватися з врахуванням вимог інших споживачів і специфіки їх роботи.

Інтенсивна переробка берегів і можливість утворення широкої берегової зони відкладення наносів і наявності каламутної води часто визиває необхідність віднесення точки забору води далеко від берегу, тобто використання споруд руслового типу.

При льодових утрудненнях внаслідок невстановившогося осінне-зимового режиму затоплені оголовки повинні бути винесені на глибину $H \geq 5h_{хв}$ при наявності складних шугольодових умов і на глибину $H \geq 2,5h_{хв}$ при порівняно сприятливому льодовому режимі (де $h_{хв}$ – розрахункова висота хвилі при низьких рівнях осінне-зимового періоду).

Водозабори з водосховищ мають відкриті аванкамери, в яких встановлюються ґрати, тобто аванкамери, які виконують роль берегових колодязів.

На відміну від водосховищ береги і гідравлічні режими озер дуже стабільні. Якість озерної води за межами берегової зони з санітарної точки зору часто дуже висока.

Водозабори для господарсько-питних цілей доцільно проектувати так, щоб забезпечувалась постійна температура води. Для цього водозабори повинні розміщуватись на глибині не менше, ніж на 20...25м під рівнем води, і не більше, ніж на 10м вище поверхні дна.

Особливості прийому води з морів

В сучасних умовах основним споживачем морської води являється промисловість (для цілей охолодження).

При проектуванні морських водозаборів слід враховувати особливості умов роботи морських узбережжів, такі як:

- коливання рівнів води, які обумовлені приливами і відливами; хвилювання, нагони;
- морські течії;
- геологічні умови морського узбережжя, взмулювання наносів в прибережній зоні;
- значну силу удару хвиль;
- корозійні властивості морської води;

- характер льодових явищ в районі водозабору.

Забір морської води може виконуватись:

- з акваторій портів, які мають штучні огороження;
- з природньозахищених бухт;
- на відкритих узбережжях.

Найкращими умови для прийому води будуть в першому випадку. Але при цьому слід враховувати вплив діяльності порту і міста на акваторію порту.

Пологий рельєф берега вище урізу води більш сприятливий, але полого дно в морі вимагає значної довжини самопливних ліній.

Враховуючи, що умови роботи морських водозаборів більш важкі, вони повинні бути більш масивними. Матеріали, які використовуються для будівництва водозабірних споруд (бетон, залізобетон) повинні бути стійкими проти агресивної дії морської води.

Морські водозабори аналогічно другим водозаборам діляться в залежності від взаємного розміщення їх елементів на дві групи:

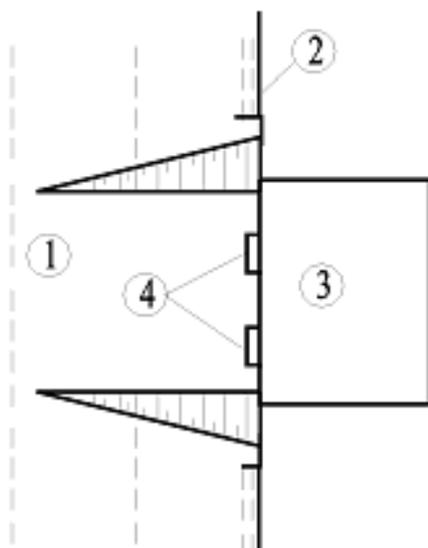
- сумісні,
- роздільні.

По відношенню до берега і за конструктивним рішенням сумісні водозабори бувають:

- берегові,
- островні,
- плавучі.

В роздільних водозаборах, як і в річкових, водоприймальна частина з'єднується з насосною станцією самопливними або сифонними лініями, які прокладаються або на дні (в траншеях чи відкрито при стійкій основі) або по естакаді. Труби і корпуси насосів повинні бути чавунними. Тип водозабору залежить від місцевих умов.

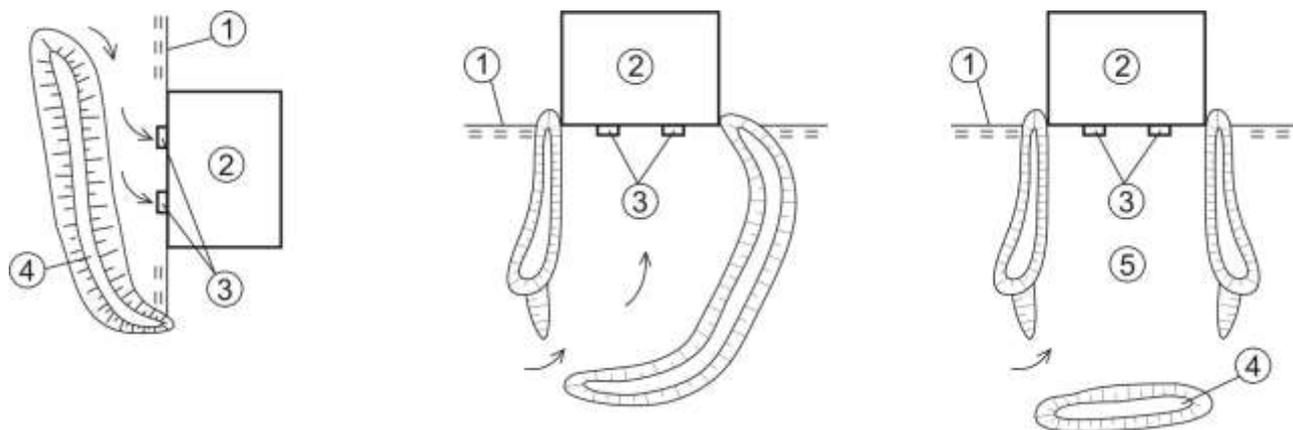
Якщо водозабір реалізується з мілководних бухт, заливів, лиманів чи проливів передбачаються руслові водозабори з затопленими оголовками, водозабори островного типу, водозабори з підводним підводящим каналом (рис. 54).



- 1 – підводний підводящий канал,
- 2 – лінія урізу води,
- 3 – береговий водозабір сумісного типу,
- 4 – водоприймальні отвори.

Рисунок 54 – Водозабір з підводящим каналом

Водозабори на відкритих узбережжях, які схильні до хвильового впливу або до значних шугольодових явищ при достатніх глибинах біля берегу, як правило, виконуються береговими з обов'язковим улаштуванням захисних дамб, хвилеломів або ковшів.



- 1 – лінія урізу води,
- 2 – береговий водозабір сумісного типу,
- 3 – водоприймальні отвори,
- 4 – захисна дамба.

Рисунок 55 – Водозабори з захисними дамбами

Для боротьби з біобростаннями, які можуть створювати дуже великі труднощі (особливо в південних морях – в Чорному морі інтенсивність біобростання досягає 5...6кг/м² в місяць), при наявності сприятливих гідрогеологічних умов можуть використовуватись інфільтраційні водозабори, які дозволяють одержати воду, що пройшла попереднє освітлення.

При невеликій відстані до берегу від водозабору острівного типу напірні водоводи можуть прокладатися на естакадах.

Методи і засоби захисту морських водозаборів і споруд від внутрішньоводного льоду і шуги в основному такі ж, як і для річкових водозаборів. Але, крім того, на морських водозаборах, розміщених в акваторіях життєдіяльності того, що може бути причиною обростання, повинна передбачатися промивка ґрат, оголовків і трубопроводів не звичайною водою, як в річкових водозаборах, а гарячою ($t \geq 45^{\circ}\text{C}$) або хлорированною, під дією якої морські організми, що утворюють колонії на поверхні споруд, гинуть і видаляються з водозабору.

Особливості прийому води з гірських річок

Гірські ріки в цілому ряді випадків більш бажані, ніж звичайні джерела водопостачання (висока якість води, можливість її подачі самопливом). Але в той же час водозабір з гірських річок створює ряд додаткових труднощів. Гірські річки характеризуються великими швидкостями, великою кількістю транспортуємих по дну і в завислому стані наносів, великою шугоносністю зимою і сільовими потоками при повіні і після ливнів, нестійкістю русла, наявністю місць з можливістю обвалів, снігових лавин і т.п.

Водозабірні споруди, які використовуються на гірських ріках можна класифікувати за кількома ознаками:

а) За місцем розміщення водозабору на характерних ділянках гірських рік вони бувають

- високогірські,
- гірські,
- передгірські.

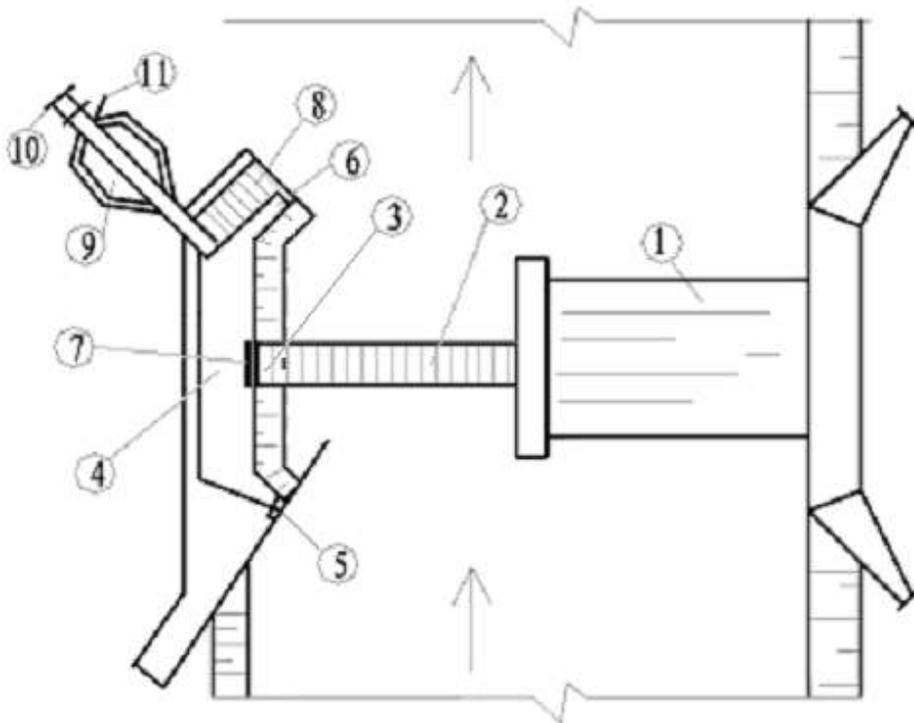
б) За способом організації забору води розрізняють водозабори:

- безгребельні,
- шпорні,

- гребельні.
- в) За місцем розміщення відносно русла водозабори діляться на:
 - руслові,
 - берегові.
- г) За принципом дії водозабори діляться на:
 - донні водозабори,
 - водозабори із створенням на підході до них структури потоку з поперечною циркуляцією,
 - водозабори з розшаруванням потоку по висоті.

Крім того, водозабори можуть розділятися за конструктивними особливостями.

На високогірських і гірських ділянках рік з високою кількістю наносів великих фракцій найбільш розповсюдженим типом водозабору, який виправдав себе в експлуатації, являється водозабір з донними ґратами і наносоперехоплюючою галереєю (рис. 56). Конструкцій таких водозаборів існує багато. Розглянемо один з можливих прикладів.



- 1 – водозливна частина греблі; 2 – донні ґрати для забору води;
 3 – галерея; 4 – промивна камера; 5 – зимовий водоприймальний отвір;
 6 – промивний отвір; 7 – швидкопадаючий затвор; 8 – боковий водозлив;
 9 – відстійник; 10 – напірний водогін; 11 – скидний канал для промивки відстійників.

Рисунок 56 – Водозабір з донними ґратами

Такий водозабір може забезпечити одержання від 0,1 до 8м³/с. Донні ґрати виконують із сталевих вуголків або швелерів (рис. 57).

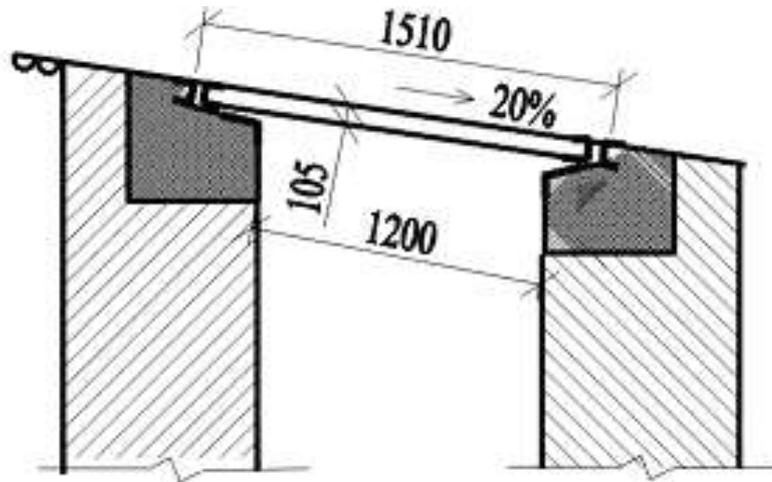


Рисунок 57 – Донні ґрати

Відстань між сусідніми швелерами повинна бути меншою переважаючих (60...90%) розмірів фракцій наносів. Ширина прозорів 6...12мм. Для можливості захисту водоприймальників від наносів застосовують галереї, які перехоплюють наноси.

Конструкція таких донних водозаборів характеризується тим, що потік звільняють від мілких донних наносів в верхньому б'єфі вище водоприймальника. Галереї, які перехоплюють наноси, використовують двох типів:

- з траншейною піскогравієловкою (рис. 58).

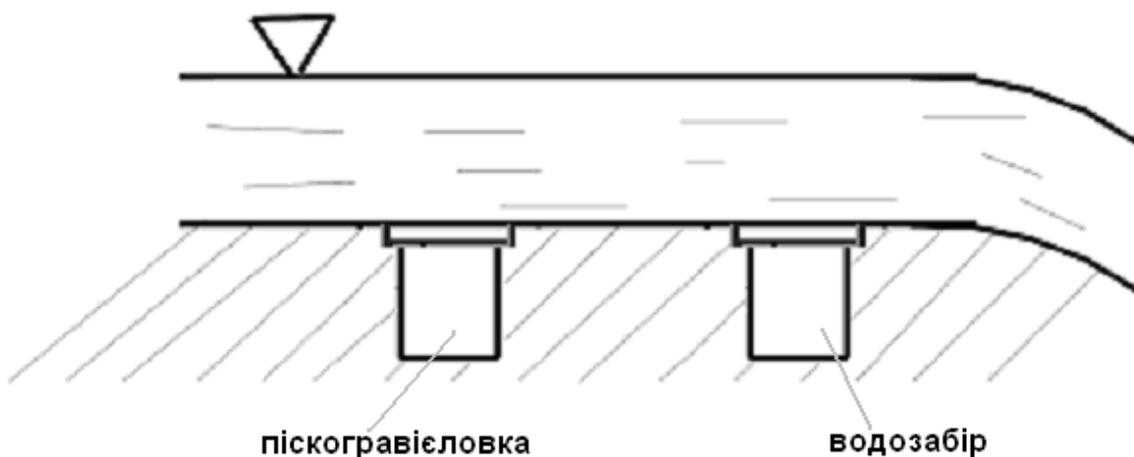


Рисунок 58 – Галерея з траншейною піскогравієловкою

- із щільною піскогравієловкою (рис. 59)

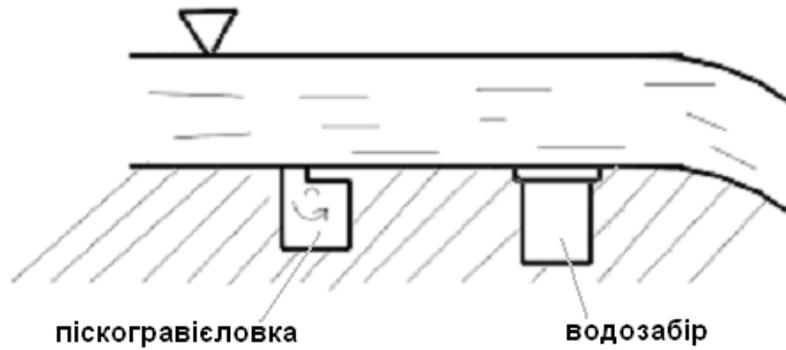
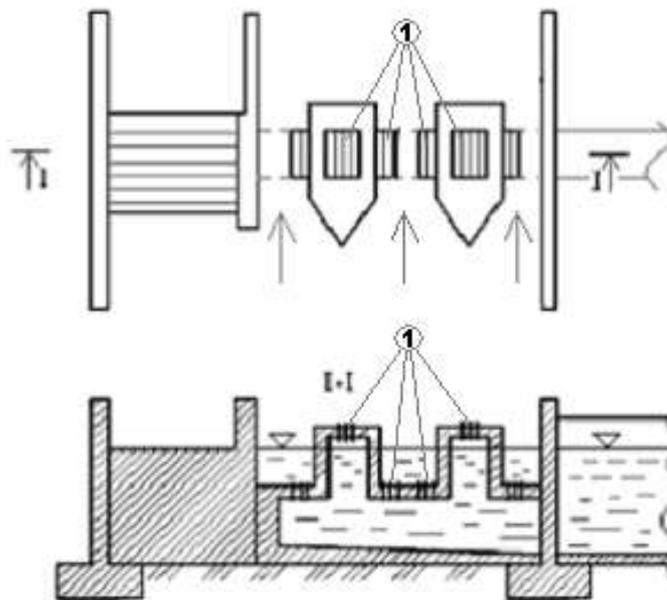


Рисунок 59 – Галерея із щільною піскогравієловкою

Для захисту галерей від завалу крупними наносами вони також перекриваються ґратами. Скидання потоку, який попадає в наносоперехоплюючу галерею і який насичений наносами, передбачено по наносовідвідних трубах, що розміщуються на кінцях галереї і виходять в нижній б'єф.

Конструктивне оформлення таких траншей різне і в основному направлено на можливість одержання великих швидкостей при промивці галерей від наносів. Крім таких водозаборів, використовуються пошарово-решітчасті водозабори, в основу яких покладено принцип забору води із зон потоку, вільних від донних наносів, найбільш освітлених поверхневих шарів або створених штучним впливом на гiдравлічну структуру потоку постійних елементів споруди (рис. 60).



1 – ґрати

Рисунок 60 – Пошарово-решітчастий водозабiр

Особливістю такого водозабору являється те, що боротьба з затягнутими в водоприймальник донних наносів проводиться в самому руслі ріки. Водозабори цього типу передбачаються для гірських і передгірських ділянок ріки з великою кількістю наносів. До цієї групи водозаборів можуть бути віднесені бичкові і затворні водозабори. Крім цих водозаборів, на гірських ріках використовується багато інших гребельних водозаборів. Безгребельні водозабори використовуються переважно на передгірських ділянках рік при відборі до 25...30% від витрати ріки. Ці водозабірні споруди аналогічні звичайним річковим, але часто при цьому улаштовують відстійники для попереднього відстою води. На річках з блукаючими руслами в виняткових випадках можуть бути використані і многоголові водозабори, але при умові забезпечення водозабору протягом року.

Незважаючи на велику кількість конструкцій водоприймальників з гірських річок, все ж немає достатньо надійних водозаборів для цих умов.

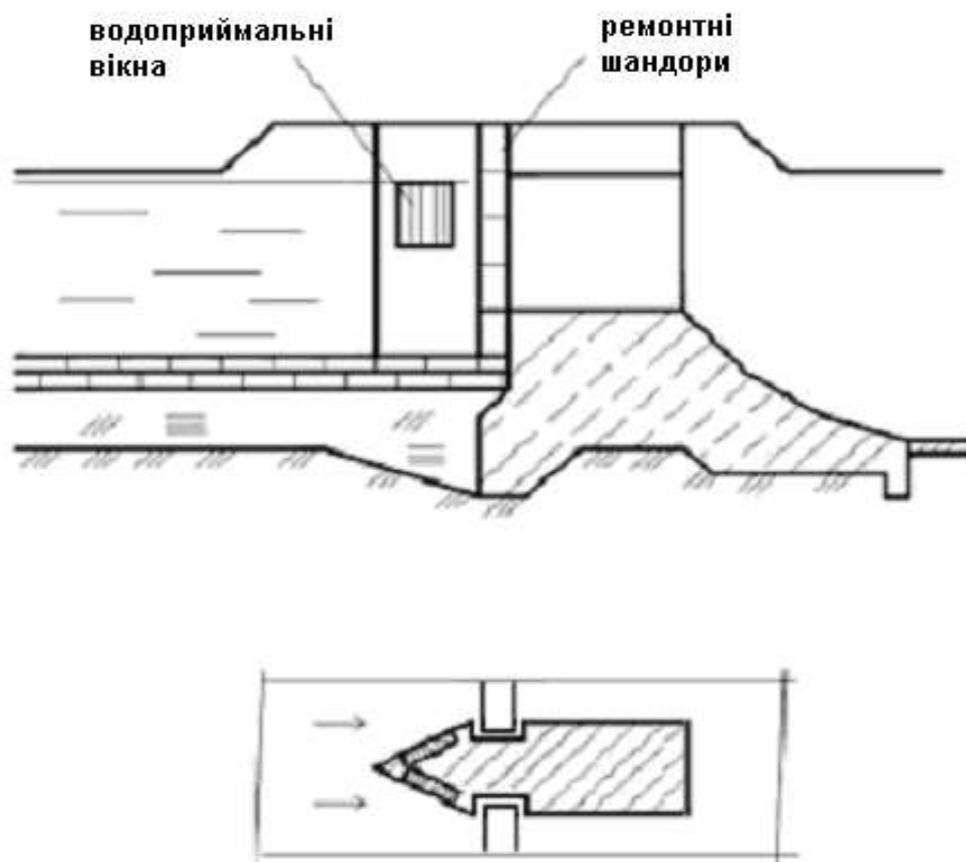


Рисунок 61 – Бичковий водозабір

Боротьба з біобростанням елементів водозаборів

Окремі елементи водозаборів обростають гідробіонтами такими, як дрейсена, болянуси, мідії, водорості. Обростанням може бути як із середини (трубопроводи), так і із зовні (стіни, ґрати і т.п.).

Личинки дрейсени переміщуються під впливом потоку води. Шар дрейсени на внутрішніх стінках трубопроводів досягає 70...100 мм, а маса обростання до 7 кг/(м²·місяць). Малі личинки дрейсени можуть проходити не тільки через ґрати і сітки, але і через мікро фільтри та піщані фільтри. Відомі випадки, коли обростання зменшували діаметри трубопроводів на третину, а інколи і повністю закупорювали трубу.

Відомо, що основна маса дрейсени в деяких озерах знаходиться на глибині від 5 до 20 м. Так, наприклад, в р.Волга вона знаходиться на глибині 2...9 м. Взимку при температурі 5...8°C ракушки не розмножуються. В крупних каналах личинки дрейсени в більшості знаходяться в придонному шарі. Масовий ріст спостерігається при температурі води 16°C, а найбільш інтенсивний – при t=21...25°C. На півдні спостерігається збільшення кількості личинок в I декаду липня і III декаду серпня. Термін життя дрейсени 5...6 років.

При наявності водоприймальних вікон на різних рівнях можна зменшувати кількість надходження в водозабір личинок дрейсени.

Одним з найбільш ефективних методів боротьби з дрейсною являється попереднє хлорування води з вводом хлору перед водоприймальними отворами. Хлорування з оптимальною періодичністю забезпечує загибель моллюсків на певній стадії їх розвитку, втрату зв'язку з поверхнями і змивом їх водними потоками. Хлорування виконується в періоди найбільш інтенсивного розмноження, коли їх ріст не перевищує 2...3 мм. Личинки дрейсени гинуть, якщо на протязі 8 годин в воді підтримувати дозу хлору 0,5...1,5 мг/л. Хлор подають в воду перед ґратами на відстані 30...40 см від них з дозою 2 мг/л. При цьому неможна допускати загибелі риби. Для хлорування можуть бути використані як стаціонарні, так і пересувні установки.

Для боротьби з біобростанням може також використовуватись вода з t≥45°C, при якій гідробіонти гинуть уже через 10 хвилин. З цією ж ціллю може використовуватись купоросування і покриття поверхонь спеціальними фарбами.

Тема №8. Основні статичні розрахунки елементів водозаборів

Річковий потік може перекинути або зрушити з місця оголовок. Статична стійкість оголовок перевіряється за формулами

$$\hat{E}_{\zeta\delta} = \frac{(G-P)f}{F} \geq |\hat{E}_{\zeta\delta.\dot{a}\dot{i}\dot{i}.}|,$$

$$\hat{E}_{i\dot{a}\dot{\delta}} = \frac{G \cdot \tilde{\delta}_G}{F y_F + Dx_P} \geq |\hat{E}_{i\dot{a}\dot{\delta}.\dot{a}\dot{i}\dot{i}.}|,$$

де f – коефіцієнт тертя підошви оголовку по його основі, який приймається згідно із табл.5.

G – сила ваги;

P – сила підіймаючого тиску води;

F – сила гідродинамічного тиску води;

$K_{зр}$ і $K_{зр.дон}$ – коефіцієнти стійкості на перекидання розрахунковий і допустимий відповідно;

$K_{нер}$ і $K_{нер.дон}$ – коефіцієнти стійкості на зрушення з місця розрахунковий і допустимий відповідно;

x_G , y_F , x_P – плечі сил, які діють на оголовок відносно точки їх перекидання O (рис.62).

Таблиця 5 – Коефіцієнти тертя підошви оголовку по його основі

№№	Матеріал оголовку	Матеріал основи оголовку	Коефіцієнт тертя f
1	Бетон	Бетон або скеля	0,5
2	Бетон	Кам'яна накидка	0,6
3	Бетон	Пісок	0,45
4	Бетон	Супісок	0,35
5	Бетон	Суглинок	0,25
6	Бетон	Глина	0,2
7	Ряжевий оголовок	Кам'яна накидка	0,6
8	Ряжевий оголовок	Пісок	0,4

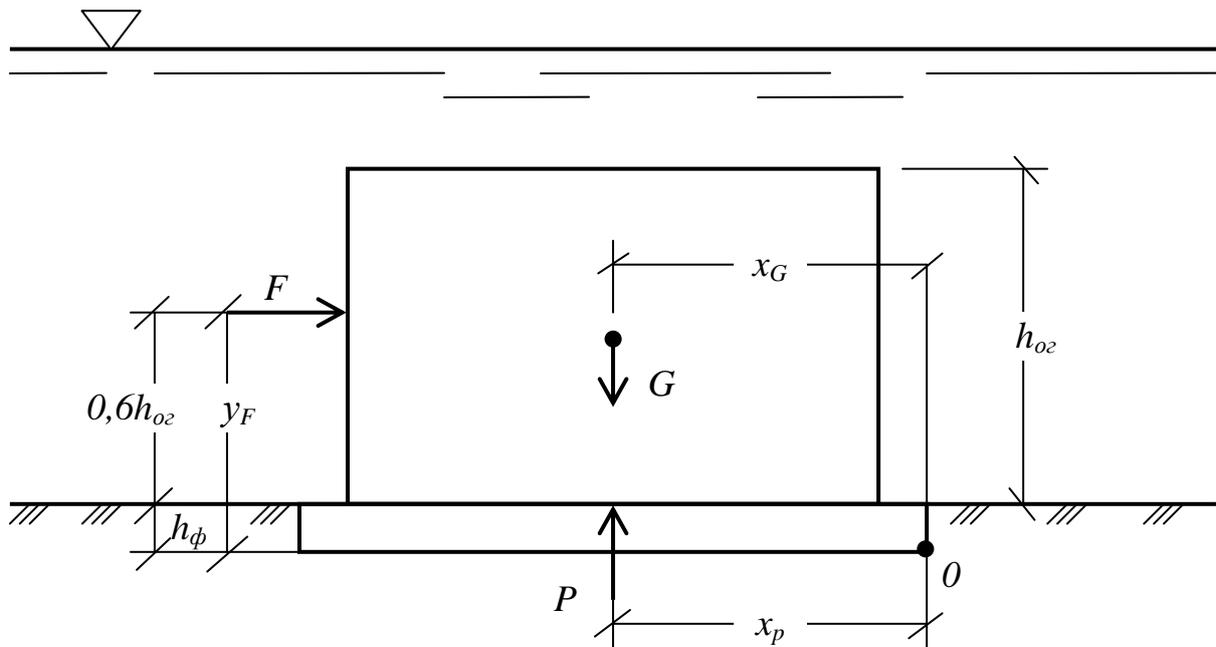


Рисунок 62 – Схема сил, які діють на оголовок

Сила ваги G визначається за формулою

$$G = g m = g \sum \rho_i W_i \quad \text{Ньютонів,}$$

де ρ_i – щільність i -го матеріалу оголовка, кг/м^3 ;

W_i – об'єм відповідного i -го матеріалу, м^3 ;

Підймальна сила, що діє на оголовок, дорівнює

$$P = g \rho_v W = g \rho_v \sum W_i \quad \text{Ньютонів,}$$

де ρ_v – щільність води, кг/м^3 ;

$W = \sum W_i$ – загальний об'єм оголовку.

Якщо фундамент оголовку має обмежену проникність, то підймальна сила буде дорівнювати

$$P = K_{nid} g \rho_v \Omega (h_{og} + h_{\phi}),$$

де K_{nid} – коефіцієнт підймання, який приймається в залежності від ґрунту під оголовком (табл.6);

Ω – площа основи оголовку в м^2 ;

h_{og} – висота оголовку над дном ріки, м;

h_{ϕ} – заглиблення фундаменту оголовку в дно ріки, м.

Сила гідродинамічного тиску F на оголовок

$$F = \psi g \rho_v \omega v_p^2 / (2g) \quad \text{Ньютонів,}$$

де ω – площа поперечного перерізу оголовку, на яку діє гідродинамічний тиск, м²;

v_p - розрахункова швидкість води в річці, м/с;

ψ – коефіцієнт лобового опору оголовку, який приймається в залежності від форми оголовку по табл.7.

Таблиця 6 – Величина коефіцієнту підймання

№№	Вид ґрунту	$K_{під}$
1	Мілкий і середній пісок	0,8 ÷ 0,95
2	Глина	0,7 ÷ 0,8
3	Суглинки і супісі	0,85 ÷ 0,9
4	Зруйновані скельні породи	0,75 ÷ 1,0
5	Незруйновані скельні породи	0,35

Таблиця 7 – Коефіцієнт лобового опору оголовку

№№	Форма оголовку в плані	Коефіцієнт лобового опору ψ
1	Прямокутна	0,6
2	Кругла	0,4
3	У вигляді ромбу	0,3
4	Каплевидна	0,07

Плече y_F відносно точки перекидання $\mathbf{0}$ приймається рівним $h_{\phi} + 0,6h_{o2}$ з врахуванням нерівномірності розподілу швидкості руху води в джерелі.

При водоповітряній промивці самопливних ліній водозабору вони можуть спливати. Це також може статися при плановому або аварійному спорожненні цих ліній. Перевірка таких ліній на спливання виконується визначенням коефіцієнту стійкості до спливання за формулами

$$\frac{G}{\rho_a \cdot g \cdot \omega} \geq \hat{E}_{\tilde{n}\tilde{e}}$$

або

$$\frac{4G}{\pi \cdot \rho_a \cdot g \cdot d^2} \geq \hat{E}_{\tilde{m}\tilde{e}},$$

де G – сила ваги труби довжиною 1 м з врахуванням її покриття (ізоляція, підсилення і т.п.) в Н;

ρ_v – щільність води, кг/м³;

d – зовнішній діаметр самопливної лінії, м;

$K_{cпл}$ – коефіцієнт стійкості до спливання, $K_{cпл} = 1,1 \div 1,3$.

Якщо умова не виконується, самопливна лінія довантажується бетонними блоками або іншим способом.

Водозабірні колодязі, дно яких знаходиться нижче можливого рівня в джерелі, при їх спорожненні також можуть спливати. Стійкість споруди забезпечується при виконанні умови

$$G_k + G_{об} + F_{тер} \geq P_v ,$$

де G_k , $G_{об}$ – сила ваги (маса) відповідно будівельних конструкцій і технологічного та допоміжного обладнання в Н;

$F_{тер}$ - сила тертя споруди об ґрунт при її спливанні в Н;

P_v - підймальна сила води, Н.

Тема №9. Споруди для забору підземних вод

1. Загальні відомості про споруди для забору підземних вод.
2. Конструкція і улаштування водозабірних свердловин.
3. Особливості різних типів підземних водозаборів.

Для цілей водопостачання можуть бути використані підземні води, які створюються в основному за рахунок атмосферних опадів або за рахунок живлення з поверхневих джерел.

Породи, в порах яких циркулює вода, називаються водоносними, а породи, які не проникні для води, називаються водонепроникними. До водоносних порід відносяться: піски, гравій, галька, піщаники та тріщинуваті гірські масиви.

До водонепроникних відносяться: щільні глини, важкі суглинки, щільна крейда.

За гідравлічними ознаками підземні води діляться на 2 групи:

- безнапірні підземні води (рис. 63а);
- напірні підземні води (рис. 63б).

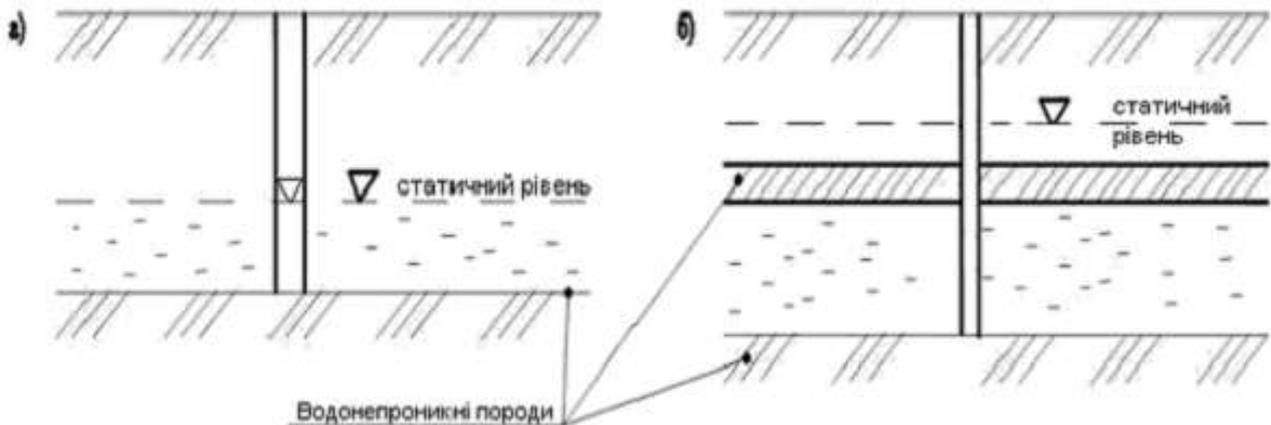


Рисунок 63 – Види підземних вод

Напірні води в свою чергу можуть бути двох типів:

- артезіанські води (рис. 64) (якщо вода виходить на поверхню з залишковим напором),
- підземні джерела або ключі (якщо вода виходить на поверхню без залишкового напору).

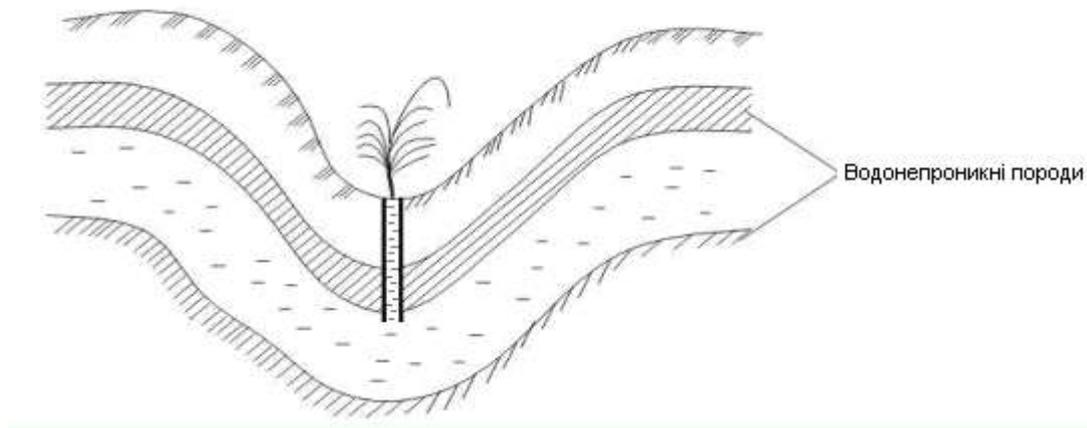


Рисунок 64 – Артезіанські води.

Водозабори, які використовуються для забору підземних вод діляться на наступні групи:

- а) водозабірні свердловини або трубчасті колодязі;
- б) шахтні колодязі;
- в) горизонтальні водозабори;
- г) променеві водозабори;
- д) інфільтраційні водозабори;
- е) споруди для каптажу джерела.

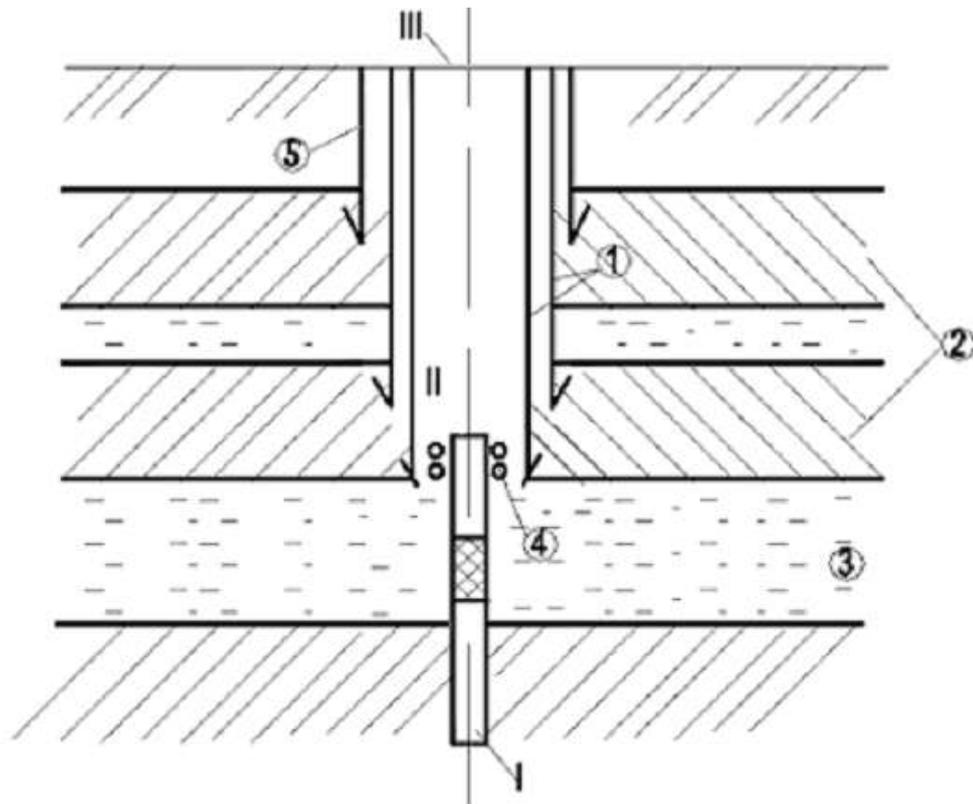
Найбільш розповсюдженими водозаборами з підземних джерел являються трубчасті колодязі або свердловини. Вони улаштовуються шляхом буріння в землі вертикальних циліндричних каналів – свердловин. Свердловини в залежності від способу використання водоносного горизонту можуть бути:

- а) досконалими;
- б) недосконалими.

Досконалі колодязі – це такі колодязі, які доходять до водонепроникної породи, яка підстилає водоносну породу.

Якщо свердловина не доходить до водонепроникної породи, то така свердловина називається недосконалою.

Для запобігання обвалу стінок свердловин вони укріплюються обсадними трубами. Конструкція свердловини залежить від способу її буріння, від її глибини, від геологічного розрізу, глибини динамічного рівня води, характеру водоприймальної частини свердловини і т.п.



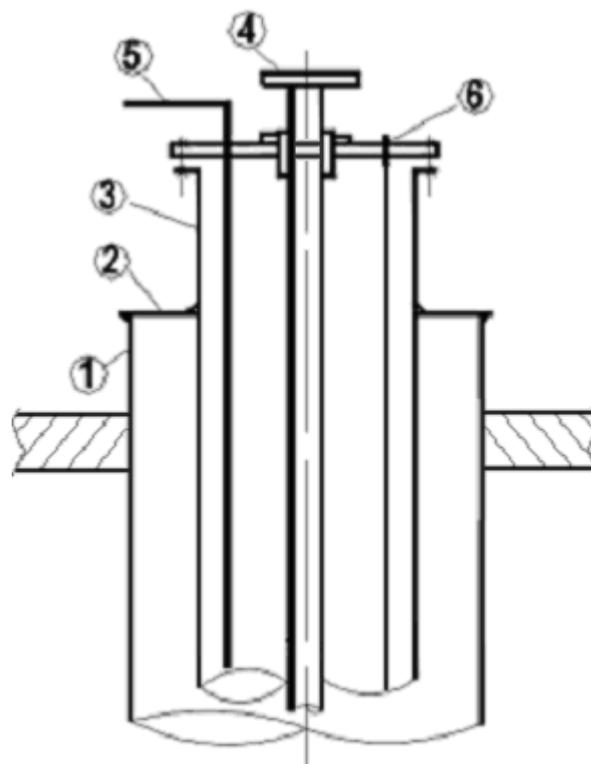
- I – фільтр;
- II – стовбур;
- III – горловина свердловини;
- 1 – обсадні труби;
- 2 – водонепроникна порода;
- 3 – водоносний пласт, з якого забирається вода;
- 4 – сальник;
- 5 – кондуктор.

Рисунок 65 – Трубчастий колодязь

При глибоких свердловинах не можна пробурити свердловину одного діаметру. Тому свердловина має кріплення, яке нагадує телескопічну трубу з вирізаними або не вирізаними в середині трубами. Таке кріплення не тільки забезпечує менші зусилля при бурінні свердловин, але і забезпечує надійне перекриття неробочих водоносних горизонтів. Для зменшення витрат труб їх вирізають з середини труборізом, а кільцевий простір між сусідніми трубами цементують. Відстань між башмаками двох сусідніх обсадних труб називається виходом труб. Вихід труб залежить від способу буріння і гідрогеологічного розрізу. При ручному ударно-канатному бурінні вихід труб може досягати 20...25м, при механічному ударному бурінні –30...50м, при роторному бурінні до 400...500м.

Верхня колона труб найбільшого діаметру називається кондуктором і виконує роль направляючої для забезпечення правильного вертикального положення свердловини. Вона звичайно опускається на невелику глибину (7...12м).

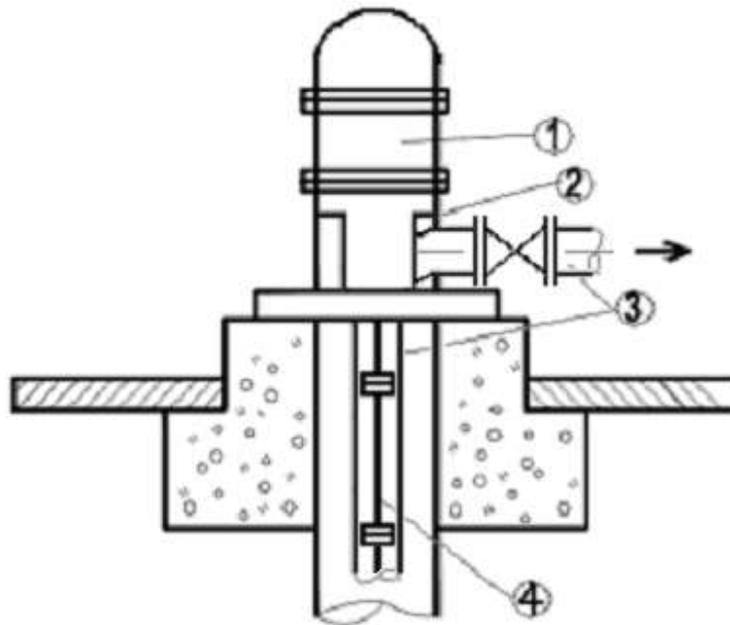
Якщо в свердловині встановлюються заглиблені насосні агрегати, то навколо горловини свердловини на рівні полу насосної станції роблять бетонний фундамент, обсадні труби глушать заглушками, а до робочої колони закріплюють заглушку, на якій монтують втулку силових кабелів, муфту напірної труби, насоси і труби для вимірювання рівня води (рис. 66).



- 1 – обсадна труба;
- 2 - заглушка;
- 3 – робоча колона;
- 4 – напірна труба насосу;
- 5 - трубка для пневматичного вимірювання рівня води;
- 6 – втулка для пропуску силових кабелів живлення двигунів.

Рисунок 66 – Улаштування горловини при заглиблених насосних агрегатах

При насосних агрегатах з двигуном над свердловиною горловина свердловини улаштовується як фундамент під двигун (рис. 67).



- 1 – електродвигун;
- 2 – чавунна підставка;
- 3 – робоча напірна труба;
- 4 – трансмісійний вал.

Рисунок 67 – Улаштування горловини при насосах з трансмісійним валом

Для прийому безнапірних вод при відносно невеликій глибині водонапірного пласту використовують шахтні колодязі (рис. 63).

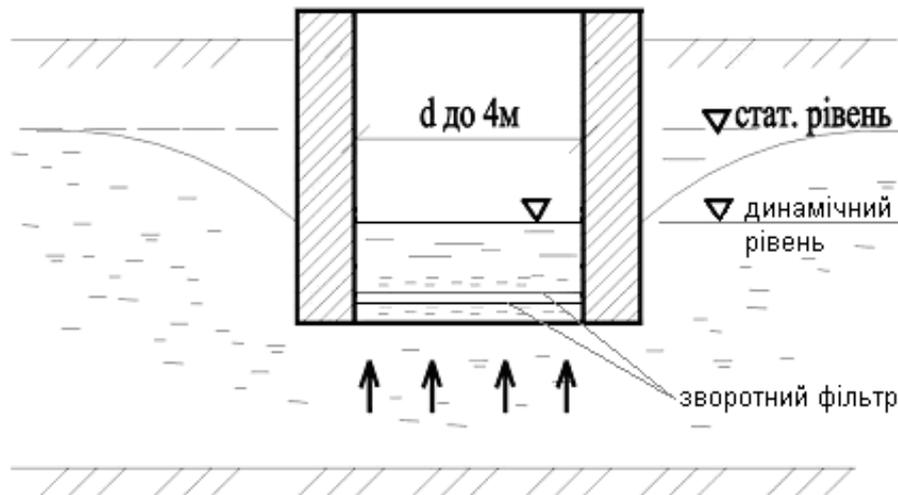
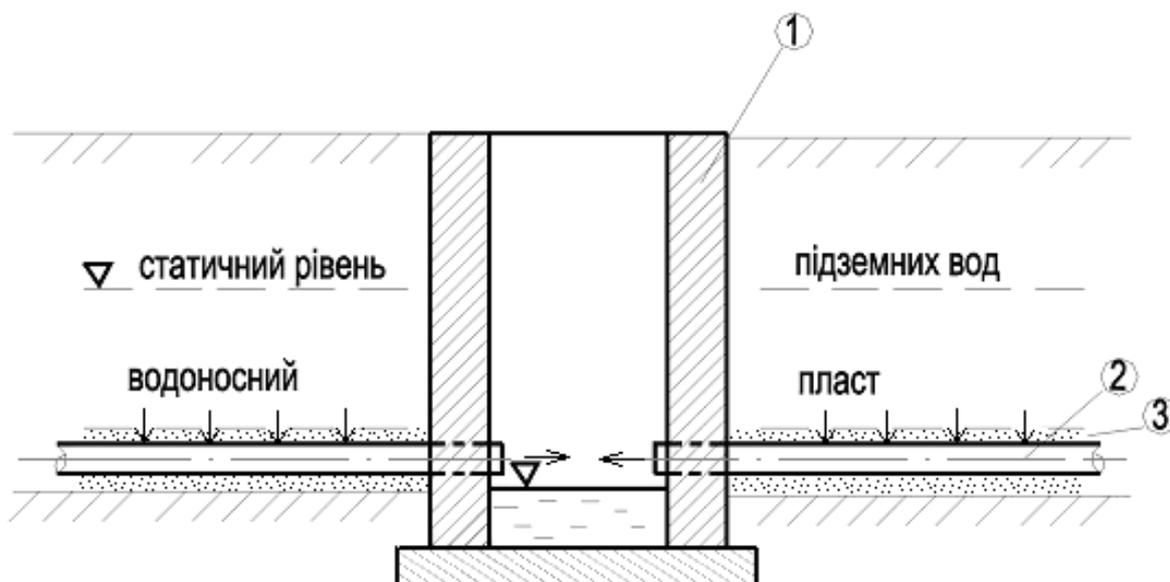


Рисунок 68 – Шахтний колодязь

Шахтні колодязі влаштовуються, як правило, по типу недосконалих колодязів. Головна приймальна площа в них – дно. На відміну від свердловин вони мають великий діаметр. На дні колодязя влаштовуються зворотний

фільтр, який виконується з піску і гравію. Шахтні колодязі можуть виконуватись бетонними, залізобетонними, цегляними або дерев'яними. Для забору необхідної кількості води інколи влаштовують систему таких колодязів.

При малій глибині залягання водоносного пласту (до 5...7м) і його невеликій потужності влаштовують горизонтальні водозбори (рис. 69). Вони являють собою дренажні труби або галереї, які прокладаються в межах водоносного пласту (звичайно безпосередньо на водонепроникному ґрунті).

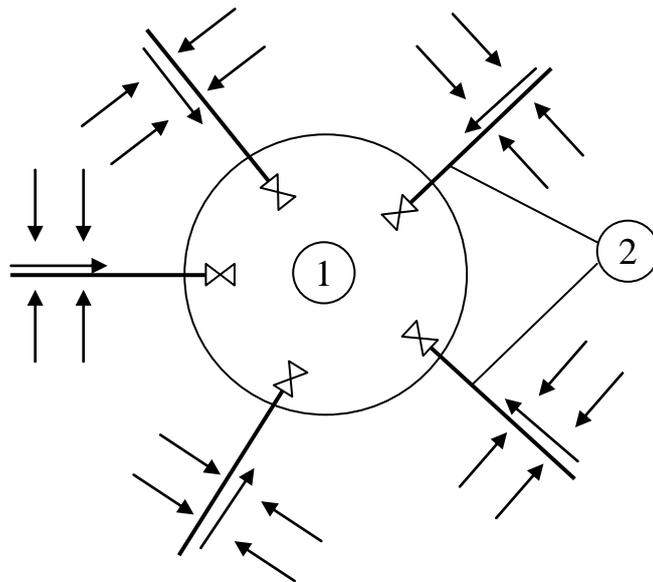


- 1 – збірний колодезь,
- 2 – горизонтальні водозбори,
- 3 – зворотний фільтр.

Рисунок 69 – Схема горизонтального водозбору

Навколо дренажних труб або галерей укладають гравійні фільтри. Водозабірні лінії укладаються перпендикулярно напрямку руху ґрунтового потоку. Вода по трубах або галереях поступає в збірний колодезь, звідки вона відкачується насосами. На довгих водозбірних лініях через кожні 25...50м встановлюються оглядові колодязі.

В умовах, коли немає вільної площі для водозабору, влаштовують променеві водозбори (рис. 70). Найбільш раціонально використовувати ці водозбори для забору води з малопотужних водоносних пластів (до 5 м), які залягають на глибині 25...50м від поверхні або з водоносних пластів значної потужності (15...25м), які мають малий коефіцієнт фільтрації і залягають на таких же глибинах.

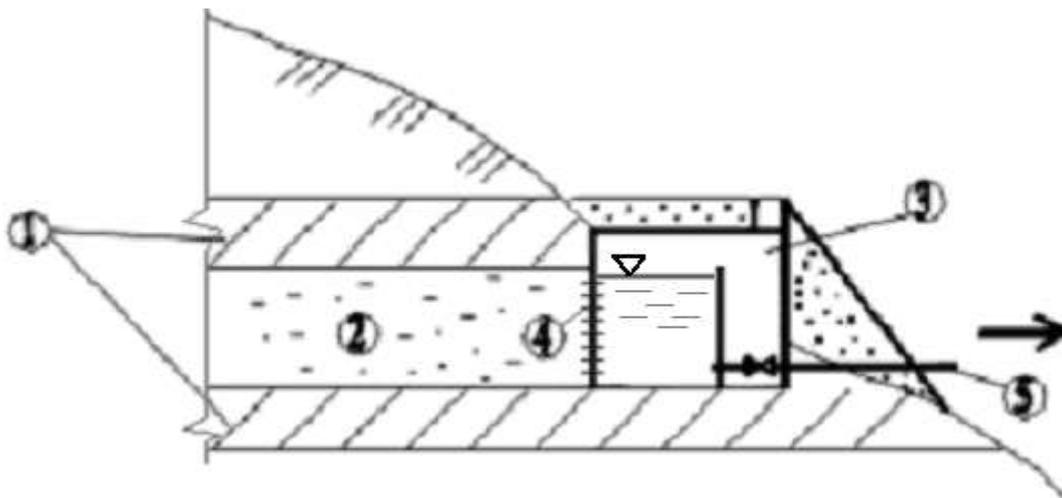


- 1 – збірна шахта,
- 2 – промені.

Рисунок 70 – Схема променевого водозабору.

Промені виконуються із сталевих дірчастих труб діаметром 200...600мм і довжиною 50...80м. Такі водозабори дозволяють одержувати підземну воду навіть в умовах забудови поверхні землі над променями.

Для забору води, яка виходить на поверхню у вигляді ключів чи джерел, використовуються споруди для каптажу джерел (рис. 71). Прикладом такої споруди може бути каптаж нисхідного джерела.



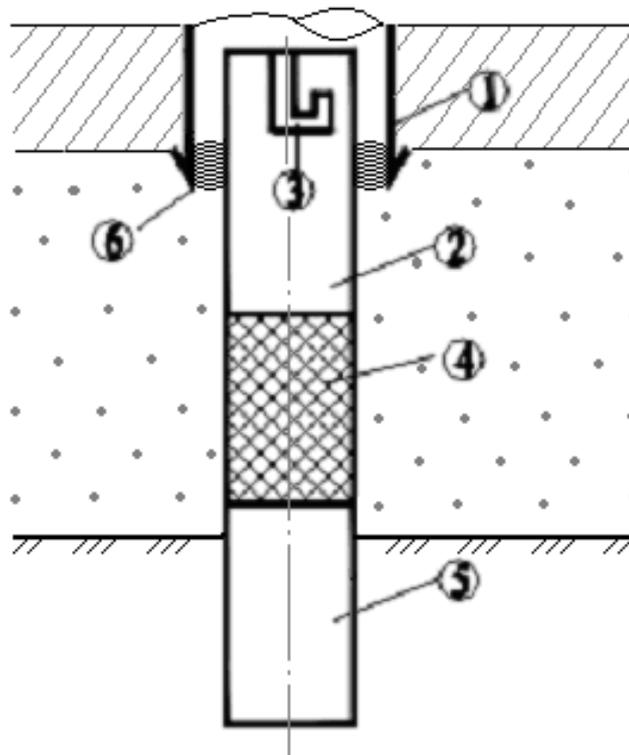
- 1 – водонепроникна порода, 2 – водоносна порода,
- 3 – колодезь, 4 – дірчаста стінка, 5 – витратна труба.

Рисунок 71 - Схема нисхідного каптажу

Тема №10. Водоприймальна частина свердловин

1. Фільтри свердловин і їх типи.
2. Конструктивні особливості різних фільтрів.
3. Розрахунок фільтрів свердловин.
4. Безфільтрові свердловини.

Фільтр (рис. 72) – одна з найвідповідальніших частин колодязя.



- 1 – обсадна труба,
- 2 – надфільтрова частина з замком,
- 3 – замок для опускання і установки фільтра,
- 4 – робоча частина фільтра,
- 5 – відстійник,
- 6 – сальник.

Рисунок 72 – Фільтр свердловини

Висота робочої частини визначається розрахунком. Висота відстійника приймається від 1,5м (при глибині свердловини до 15м) до 10м (при глибині свердловини більше 90м). Висота надфільтрової частини залежить від типу і конструкції фільтра і повинна забезпечувати розміщення в ній сальника 6 і замка 3. Крім того, висота надфільтрової ділянки повинна бути достатньою для

того, щоб її верх знаходився над башмаком обсадної труби не менше, ніж на 3 м при глибині свердловини до 30м і не менше, ніж на 5м при більшій глибині.

Робоча частина фільтру визначає його тип і представляє собою ту чи іншу форму фільтруючої поверхні.

Фільтри бувають:

- а) щільові і дірчасті,
- б) каркасно-стержневі,
- в) дротяні,
- г) сітчасті,
- д) гравійні.

Щільові і дірчасті фільтри являють собою каркаси з перфорованих труб. Основою для них може бути дерево, пластмаса, азбестоцементні труби, фарфор. Основною характеристикою фільтру являється його шпаруватість, тобто відношення сумарної площі отворів до площі робочої поверхні. Для збереження достатньої механічної міцності фільтру шпаруватість не повинна бути більшою 0,4...0,45. Розміри отворів приймаються в залежності від характеристики водоносної породи (табл. 8).

Таблиця 8 – Рекомендуемі розміри прохідних отворів для фільтрів

Тип фільтру	Рекомендований розмір отворів фільтру при коефіцієнті неоднорідності порід K_n	
	$K_n \leq 2$	$K_n > 2$
Дірчастий	$(2,5 \dots 3)d_{50}$	$(3 \dots 4)d_{50}$
Сітчастий	$(1,5 \dots 2)d_{50}$	$(2 \dots 2,5)d_{50}$
Щільовий	$(1,25 \dots 1,5)d_{50}$	$(1,5 \dots 2)d_{50}$

Щільові і дірчасті фільтри використовуються при одержанні води з водоносних пластів, які складені крупнозернистими породами, або з тріщинуватих порід, які не забезпечують стійкість стінок свердловини.

Каркасно-стержневий фільтр (рис. 73) відрізняється від щільових і дірчастих тим, що замість дірчастих труб використовуються стержневі каркаси. Такі каркаси можуть використовуватись як під дротяну обмотку, так і під сітку.

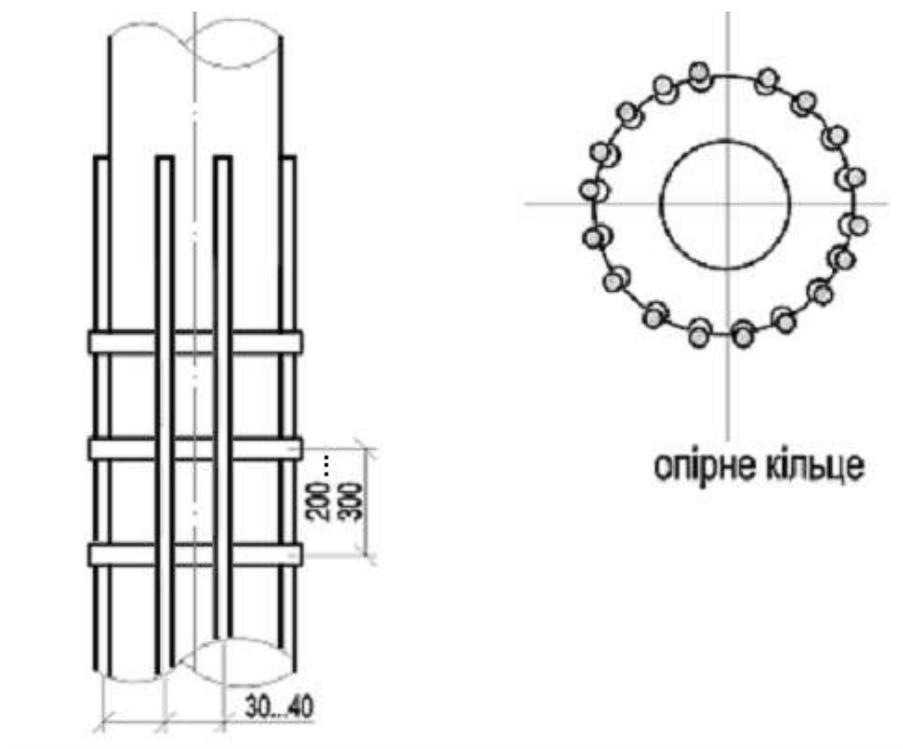


Рисунок 73 – Каркасно-стержневий фільтр

Дротяний фільтр (рис. 74), являє собою перфоровану (з дірчастими або щільовими отворами) сталеву трубу, яка виконує роль каркасу. До каркасу через 30...40мм по його довжині приварено дрiт $d=3...5\text{мм}$, на який намотано тонкий дрiт ($d=1...2,5\text{мм}$) з нержавіючої сталі с прозорами 0,5...1мм. Вони використовуються в крупних пісках і гравії. Прохідні отвори між витками обмотки можна прийняти по табл. 8.

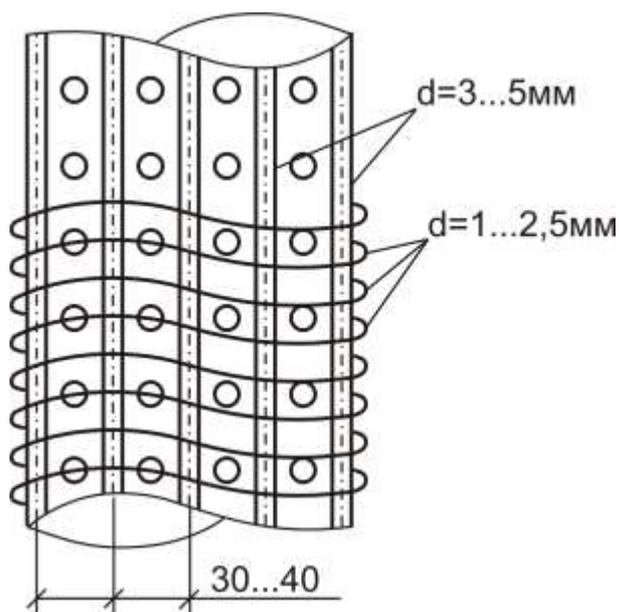


Рисунок 74 – Дротяний фільтр

Сітчастий фільтр (рис. 75). Основою для нього являється каркасно-стержневий фільтр або щільовий з навитим дротом. Поверх навивки намотується сітка з латунного дроту чи пластмаси кіперного, галунного чи квадратного плетіння. Використовуються вони в пісках. Вибір сітки проводиться шляхом просіювання водоносної породи через неї. При цьому сітку можна використати, якщо в крупних пісках через неї проходить не більше 70...80% відсотків від маси всієї проби, в гравії – 30...40%, в гальці – 20...30%.

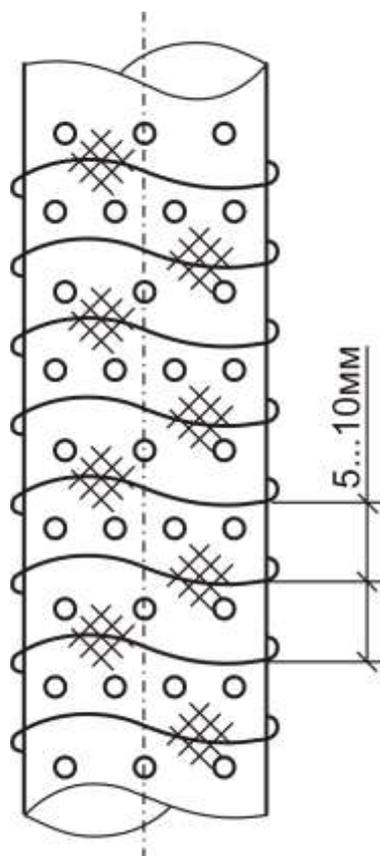


Рисунок 75 – Сітчастий фільтр

Гравійні фільтри (рис. 76) мають в якості ґрунтозатримуючих фільтрів гравійну обсіпку. Гравійні фільтри можуть влаштовуватись в свердловині або на поверхні землі. Вони можуть бути:

- одношаровими,
- двохшаровими.

При одношаровому фільтрі в свердловину опускається дірчастий фільтр і навколо нього роблять засипку гравію на висоту водоносного шару, поступово піднімаючи обсадну трубу. Якщо фільтр двохшаровий, то використовують дві обсадні труби.

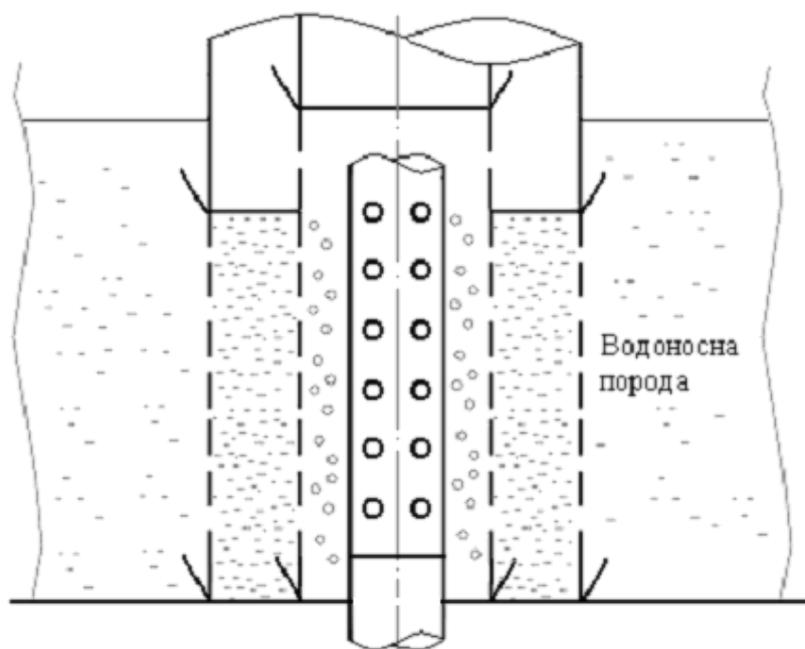


Рисунок 76 – Гравійний двошаровий фільтр

Гравійні фільтри, які виготовляються на поверхні землі, бувають:

- кошикові (рис. 77 а),
- кожухові (рис. 77 б),
- клеєні (рис. 77 в).

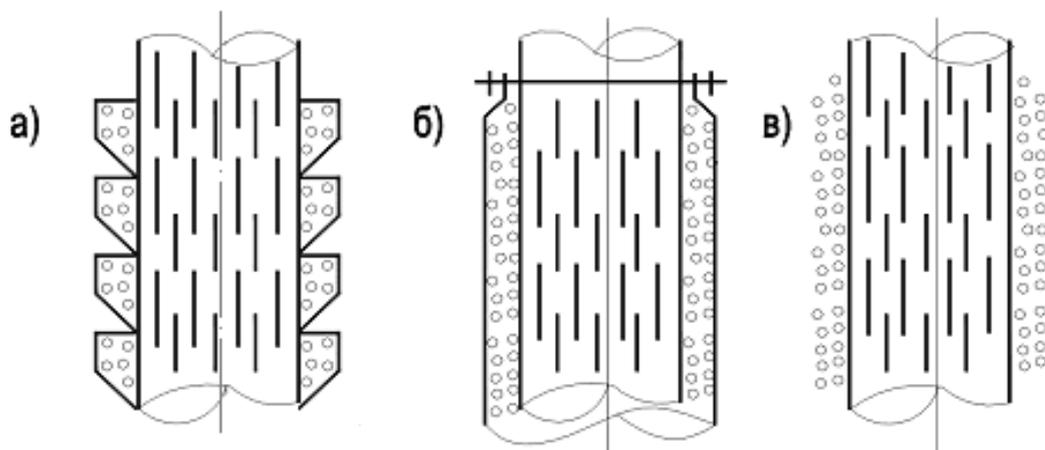


Рисунок 77 – Гравійні фільтри, які виготовляються на поверхні

Кожухи бувають: сітчасті, з дірчастих сталевих листів, із дірчастих труб.

Клеєні фільтри збирають з використанням клеїв таких, як БФ-2, Бф-4.

При проектуванні гравійних фільтрів товщину шару засипки необхідно визначати за технічними міркуваннями, які враховують можливість виконання і установки фільтрів, а також умови майбутньої експлуатації. Діаметр гравійної обсіпки фільтру призначається із таких міркувань:

п'ятдесятивідсотковий діаметр зерен гравію обсіпки повинен дорівнювати:

- в мілкозернистих пісках – $(16...18)d_{50}$;
 - в середньозернистих пісках – $(18...20)d_{50}$,
- де d_{50} – 50% діаметр зерен водоносної породи.

Таке ж співвідношення вибирається при багат шаровому фільтрі.

Тип і конструкція фільтра вибирається згідно з табл. 9.

Розрахунок фільтрів свердловин

Основою для розрахунку фільтрів являється витрата води, яка повинна надходити через фільтр і яка пов'язана з характеристиками фільтру залежністю

$$Q = V_{\phi} W_{\phi},$$

де W_{ϕ} – поверхня фільтру,

$$W_{\phi} = \pi d_{\phi} L_{\phi},$$

d_{ϕ} – діаметр фільтру,

L_{ϕ} – довжина фільтру.

Величина вхідної швидкості фільтрації повинна бути такою, щоб не було виносу частинок ґрунту в фільтр. Крім того, повинен забезпечуватись ламінарний характер руху води на всьому шляху її руху до поверхні фільтру. Д.т.н. С.К. Абрамов запропонував таку формулу для визначення швидкості фільтрації

$$V_{\phi} = 65 \sqrt[3]{\hat{E}_{\phi}},$$

де K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації, м/добу.

Практично довжину фільтру L_{ϕ} визначають на основі оціночних розрахунків, користуючись приведеною вище формулою, а також враховуючи загальну товщину водоносного шару, характер свердловини за режимом роботи (досконала чи недосконала) і очікуваної величини зниження рівня води в колодязі при відкачці.

Для досконалих колодязів в умовах напірних вод $L_{\phi}=(0,7...1) H$ (де H – потужність водоносного пласту). Діаметр фільтру приймають в залежності від

діаметра обсадних труб глибоководних насосів, якими будуть обладнуватись свердловини.

Слід враховувати, що весь розрахунок свердловин ведеться шляхом оціночних визначень числа колодязів. В процесі розрахунку одержані діаметри фільтру можуть вимагати навіть зміни кількості колодязів.

Таблиця 9 – Вибір типу фільтра

Тип і конструкція фільтра	Коли рекомендується використовувати
Трубчастий з круглою або щільною перфорацією, каркасно-стержневий	У напівскельних тріщинуватих нестійких породах; щебневих і галечникових породах з переважними розмірами частинок від 20 до 100 мм (більше 50% за масою)
Трубчастий з круглою або щільною перфорацією з водоприймальною поверхнею із дротяної обмотки або сталевго штампованого листа; каркасно-стержневий з тією ж водоприймальною поверхнею	У гравійних породах, гравелистих пісках з розмірами частинок від 1 до 10 мм з переважними розмірами частинок від 2 до 5 мм (більше 50% за масою)
Трубчастий з щільною перфорацією, з водоприймальною поверхнею із дротяної обмотки, штампованого сталевго листа або сітки квадратного плетіння; каркасно-стержневий з такою ж самою водоприймальною поверхнею	У крупних пісках з переважними розмірами частинок від 1 до 2 мм (більше 50% за масою)
Трубчасті з круглою або щільною перфорацією з водоприймальною поверхнею із сітки галунного плетіння; каркасно-стержневий з тією самою водоприймальною поверхнею; трубчастий і каркасно-стержневий з одношаровою гравійною обсіпкою (одношаровий гравійний); те ж саме з водоприймальною поверхнею зі штампованого сталевго листа або сіткою квадратного плетіння; кожухові фільтри	У пісках середньої крупності з переважними розмірами частинок від 0,25 до 0,5 мм (більше 50% за масою)
Трубчасті і каркасно-стержневі з одно-, дво- або тришаровою піщаною або піщано-гравійною обсіпкою (багатошарові гравійні фільтри); із фільтруючих блоків (пористого бетону, пористої кераміки і т.ін.) блочні фільтри	У дрібних пісках з переважними розмірами частинок від 0,1 – 0,25 мм (більше 50% за масою)

Втрата напору h_ϕ в фільтрі, які мають поверхню W_ϕ може бути визначена за формулою С. К. Абрамова

$$h_\phi = a \sqrt{\frac{QS}{K_\phi W_\phi}},$$

де S – зниження рівня води в м при відкачці Q ,
 K_ϕ – коефіцієнт фільтрації ґрунту в м/добу.

Коефіцієнт a можна приймати в слідуючих межах в залежності від типу фільтрів:

- сітчасті і гравійні каркасні – 15...25,
- гравійні корзинчасті – 12...22,
- дірчасті і щільові – 6...8.

Безфільтрові свердловини

Безфільтрові свердловини не мають фільтру, і вода надходить з водоносного шару безпосередньо в експлуатаційну трубу.

Перевага їх перед колодзями з фільтрами:

- більш довгий термін служби (20...30 років замість 12...15 років),
- більший питомий дебіт,
- малий вхідний опір,
- менша загроза хімічного закупорювання і зруйнування;
- менша вартість колодзя.

Безфільтрові колодязі можна влаштувати в стійких тріщинуватих скельних породах (рис. 78) або в породах з мілкозернистих порохнистих пісків (рис. 79).

Для збільшення тріщинуватості шару і покращення умов притоку води до колодзя інколи використовують торпедування свердловини, яке можливе тільки тоді, коли поблизу забою немає свердловини, що забирає воду поганої якості або сухого ґрунту з великою водопроникністю, тому що це може погіршити якість води або зменшити дебіт колодзя. Після торпедування забій очищається від кусків породи. Перед пуском в експлуатацію необхідно провести підсилену відкачку води з колодзя, щоб вимити з тріщин водоносного шару пісок і малі ракушки, які можуть інколи бути в тріщинах.

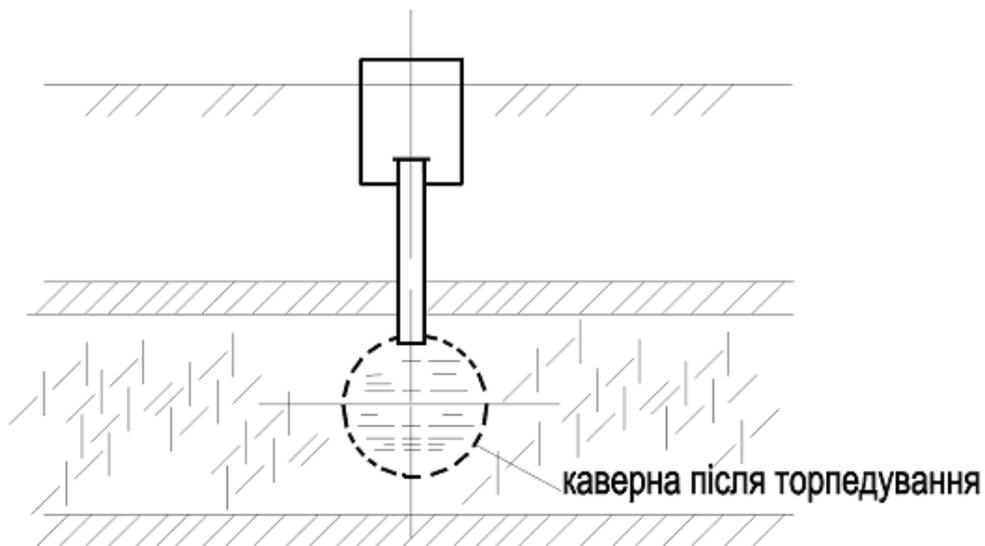


Рисунок 78 – Безфільтровий колодязь в скельних породах.

Для одержання безфільтрового колодязя в напірних піщаних водоносних шарах свердловину опускають до водоносного пласту і відкривають його.

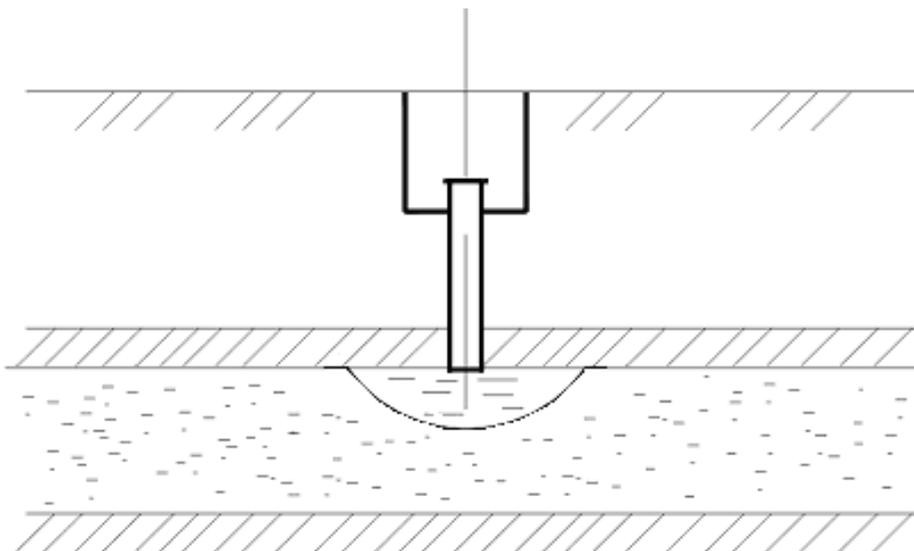


Рисунок 79 – Безфільтровий колодязь в порохнистих пісках

Після цього проводять відкачку води зі свердловини ерліфтом з витратою не менше 120% від нормальної продуктивності. Відкачка може вестись довго (наприклад, при спорудженні однієї такої свердловини в мілкозернистих пісках на це було витрачено 13 місяців). Відкачку виконують до тих пір, поки не закінчиться винесення піску або поки не утвориться каверна достатніх розмірів. Для створення більшої стійкості утворенної в забої свердловини воронки її можна засипати гравієм або крупним піском. Але засипка зменшує дебіт і її можна використовувати тільки в мілкозернистих пісках.

Тема №11. Розрахунок одиночних свердловин

1. Приплив води до досконалого колодязя в безнапірних водоносних породах.
2. Приплив води до досконалого колодязя в напірних водоносних породах.
3. Приплив води до недосконалого колодязя в безнапірних водоносних породах.
4. Приплив води до недосконалого колодязя в напірних водоносних породах.

Задачею гідравлічного розрахунку свердловин являється визначення:

- кількості свердловин,
- діаметру і довжини фільтрів,
- зниження горизонту води в свердловині в залежності від заданого відбору води,
- втрати напору в фільтрі,
- відстані між свердловинами.

Вихідними даними для розрахунку являються:

- необхідна кількість води, яка забирається,
- глибина залягання й потужність водоносного шару,
- характеристика залягання ґрунтів, які складають водоносний шар і коефіцієнт фільтрації K_f .

Всі розрахунки свердловин проводяться в два етапи. На I етапі визначають дебіт свердловини при попередньо наміченому діаметрі фільтра і його довжині. На другому етапі перевіряють водозахоплюючу здібність самої свердловини.

При розрахунках свердловин можуть мати місце наступні розрахункові схеми:

- приплив безнапірних вод до одиночної досконалої свердловини;
- приплив напірних вод до одиночної досконалої свердловини;
- приплив безнапірних вод до одиночної недосконалої свердловини;
- приплив напірних вод до одиночної недосконалої свердловини.

Початок теорії припливу води до свердловини розробив Дюпюї в 1875р.

При виводі розрахункових формул, Дюпюї зробив наступні допущення, які спрощують отримання необхідних залежностей:

- а) зеркало ґрунтових вод горизонтальне;
- б) поверхня підстиляючого водонепроникного шару також горизонтальна;
- в) ґрунт однорідний і отже коефіцієнт фільтрації для всіх точок ґрунту однаковий;
- г) рух підземних вод, які притікають до колодязя, має ламінарний характер.

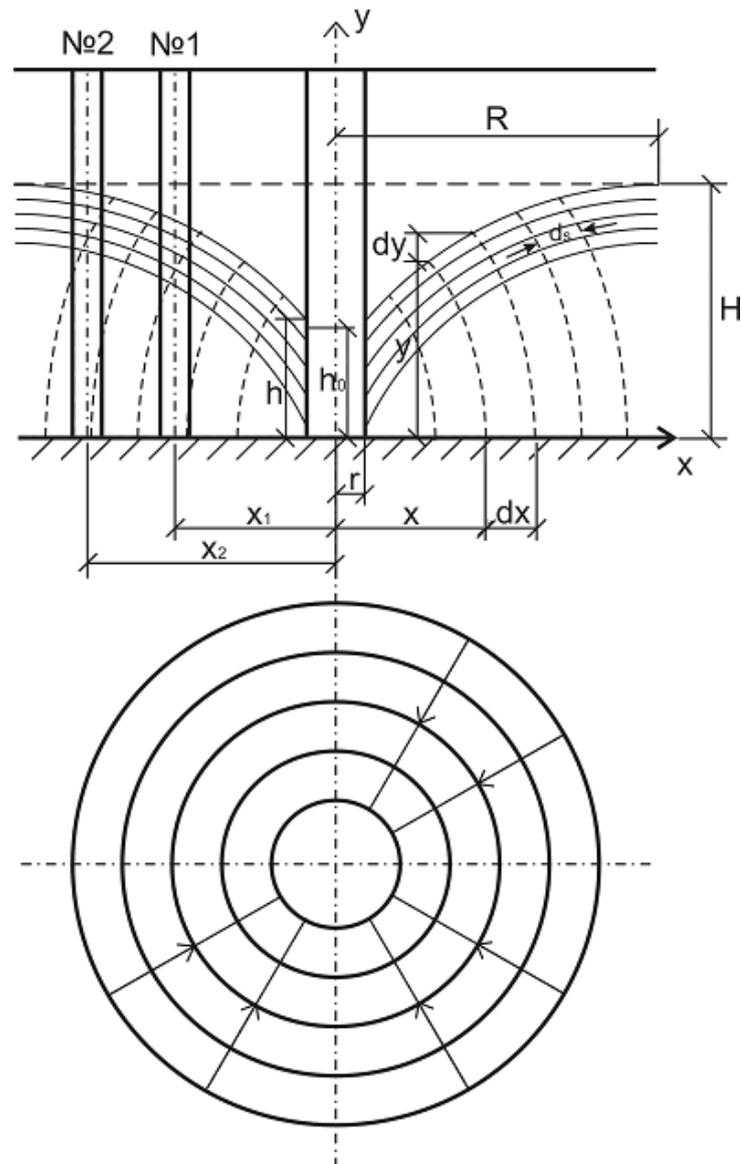


Рисунок 80 – Схема притоку води до досконалого колодязя в безнапірному водоносному пласті

Навколо колодязя при відкачці створюється вирва депресії (рис. 80). Перетин цієї вирви вертикальними площинами, які проходять через вісь колодязя, в будь-якому напрямі дадуть симетричні криві депресії. Відстань від вісі

колодязя до точки дотику лінії першопочаткового (до відкачки) статичного горизонту ґрунтових вод до кривої депресії називається радіусом впливу колодязя R . Радіус впливу і коефіцієнти фільтрації для різних ґрунтів наведені в табл.10.

Таблиця 10 – Величини радіусів впливу R , коефіцієнтів фільтрації K_{ϕ} , допустимих ухилів $J_{кр}$ і швидкостей $v_{дон}$

Параметр	Пісок				
	тонко-зернистий	мілко-зернистий	середньо-зернистий	крупно-зернистий	гравелистий
Діаметр частинок, мм	0,05 ÷ 0,1	0,1 ÷ 0,25	0,25 ÷ 0,5	0,5 ÷ 1,0	1,0 ÷ 2,0
R , м	50	100	300	600	1000
K_{ϕ} , м/добу	1 ÷ 10	10 ÷ 40	40 ÷ 70	70 ÷ 200	200 ÷ 400
$J_{кр}$	11	11 ÷ 6	6 ÷ 4	4 ÷ 2	2 ÷ 1
$v_{дон}$, м/добу	11 ÷ 110	110 ÷ 240	240 ÷ 280	280 ÷ 400	400

При відсутності дослідних даних для безнапірних вод радіус впливу можна визначити за формулою В.Зіхардта

$$R = r + 10 S \sqrt{K_{\phi}}$$

де K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації, м/добу;

S - зниження рівня води в свердловині, м;

r - радіус свердловини.

При напірних водоводах в пласті потужністю m радіус впливу можна R визначити за формулою І.П. Кусакіна

$$R = r + 2 S \sqrt{K_{\phi} m}$$

Геометричне місце точок ґрунтового потоку, які мають однаковий напір, називається поверхнею рівного напору або екіпотенційною поверхнею. Ґрунтовий потік рухається від однієї екіпотенційної поверхні більшого знаку до другої – меншого знаку. Лінії токів води нормальні до поверхні рівних напорів.

Для визначення кількості води, яка притікає до колодязя, необхідно знайти величини площі якої-небудь поверхні рівного напору W і швидкості фільтрації

По Дарсі

$$V_{\phi} = K_{\phi} J = K_{\phi} \frac{dy}{dS},$$

де J – гідравлічний ухил.

Тоді

$$q = W_{\phi} V_{\phi} = W_{\phi} K_{\phi} \frac{dy}{dS},$$

де W_{ϕ} – площа еквіпотенційної поверхні,

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації,

dy – різниця позначок напору на еквіпотенційній поверхні, які знаходяться на відстані dS від попередньої поверхні.

При малому зниженні i , отже, малому куті нахилу дотичної до кривої депресії можна прийняти, що поверхні рівного напору циліндричні і що

$$\frac{dy}{dS} \approx \frac{dy}{dx}.$$

Тоді притік до колодязя буде

$$q \frac{dx}{x} = 2\pi K_{\phi} dy$$

де x змінюється від r до R , а y від h до H .

Інтегруючи, одержимо

$$q \cdot \int_r^R \frac{dx}{x} = 2\pi K_{\phi} \int_h^H y dy,$$

$$q \cdot (\ln R - \ln r) = \pi K_{\phi} (H^2 - h^2)$$

або

$$q = \pi K_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r} = \pi K_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}}.$$

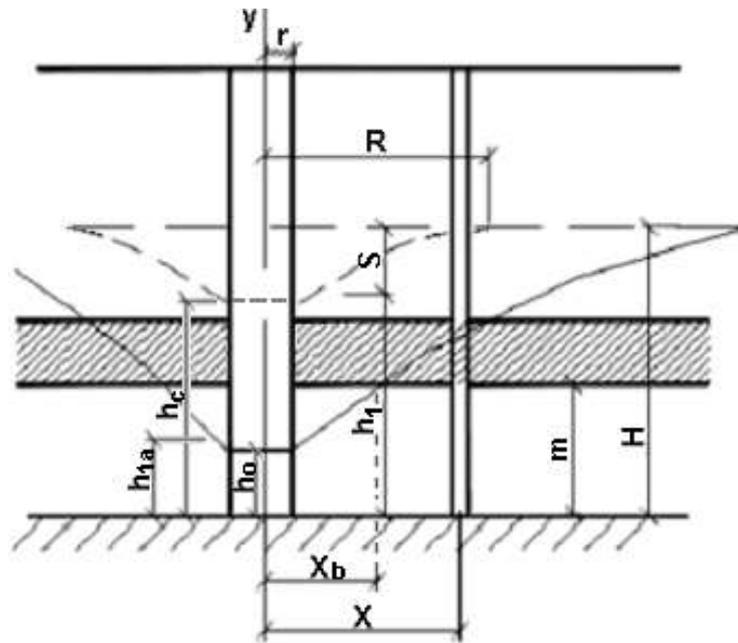


Рисунок 81 – Схема відкачки при напірній водоносній породі

Переходячи до десяткових логарифмів, маємо

$$q = 1,36 K_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}}.$$

Якщо колодязь досконалий (рис. 81) і знаходиться в напірному водоносному пласті, то кількість води, яка притікає через циліндричну поверхню, що знаходиться на відстані x від вісі колодязя, буде рівною

$$q = 2 \pi x m K_{\phi} \frac{dy}{dx}.$$

Розділяючи змінні, одержимо

$$q \frac{dx}{x} = 2 \pi m \hat{E}_{\delta} dy.$$

Інтегруючи в межах для x від r до R і y від h до H , одержимо

$$q = 2 \pi m K_{\phi} \frac{H - h}{\ln \frac{R}{r}}.$$

Переходячи до десяткових логарифмів, маємо

$$q = 2,73 m K_{\phi} \frac{H - h}{\lg \frac{R}{r}} = 2,73 \hat{E}_{\delta} m \frac{S}{\lg \frac{R}{r}} = qS.$$

Остання формула називається формулою Дюпюї. Це рівняння справедливе лише при таких зниженнях рівня води, при яких $h > m$.

Якщо рівень води в колодязі настільки сильно знижено, що $h < m$, тоді навколо колодязя створюється не напірна воронка депресії, а воронка з вільною дійсною поверхнею води. В цьому випадку витрата води, яку можна отримати із свердловини, буде рівною

$$q = 1,36 K_{\phi} \frac{(2H - m)m - h^2}{\lg \frac{R}{r}},$$

де h – шар води біля стін колодязя в м.

Недоліком цих формул є те, що вони дають приблизний результат, в силу тих допусків, які були зроблені при виводі цих формул. Більш точні формули можна одержати на основі пробних відкачок за пропозицією М.Є. Альтовського. Для оцінки зміни припливу до свердловини М.Є. Альтовський пропонує залежність

$$Q = a + b \lg S,$$

де a і b – коефіцієнти, які одержують на основі пробних відкачок.

Якщо зробити дві пробні відкачки з витратами Q_1 і Q_2 , то отримаємо

$$\begin{cases} Q_1 = a + b \lg S_1, \\ Q_2 = a + b \lg S_2. \end{cases}$$

Звідки

$$a = Q_1 - b \lg S_1 \quad \text{або} \quad a = Q_2 - b \lg S_2,$$

а

$$b = \frac{Q_2 - Q_1}{\lg S_2 - \lg S_1}.$$

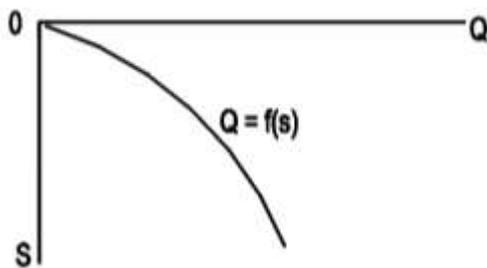
В напірних водоносних пластах дебіт колодязя визначається за формулою Дюпюї

$$q = 2,73 K_{\phi} m \frac{S}{\lg \frac{R}{r}} = q_{num} S,$$

q_{num} – питомий дебіт колодязя, тобто дебіт на одиницю зниження статичного рівня.

Графічно ці залежності зображаються так:

а) безнапірні води



б) напірні води

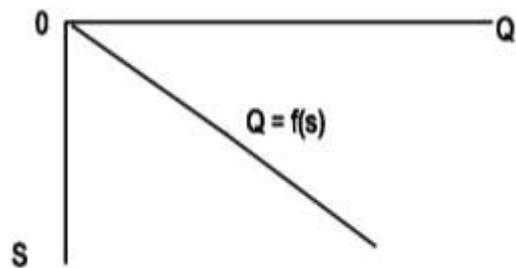


Рисунок 82 – Залежність подачі від зниження

Недоліком всіх цих формул являється те, що вони розраховані на встановлений режим роботи водозабору. Але реальний досвід експлуатації водозаборів на протязі довгого терміну показав, що цей режим не можна рахувати встановившимся тому, що радіус впливу має тенденцію до збільшення, тобто рух підземних вод являється не встановившимся. Тому для гідравлічного розрахунку відповідальних водозаборів рекомендується користуватися залежностями, які враховують нестабільність руху підземної води. Так зниження в цьому випадку буде визначатися формулою

$$S = -0,08 \frac{Q}{K_{\phi} m} E_i(-\lambda).$$

Якщо підтримувати $S = const$, то

$$Q = -\frac{12,56 K_{\phi} m S_0}{E_i(-\lambda)},$$

де m – потужність водоносної породи.

E_i – символ інтегральної показникової функції, значення якої визначається в залежності від аргументу

$$\lambda = \frac{r^2}{4at},$$

де r – радіус колодязя,

t – час відкачки

a – коефіцієнт п'єзопроводності, який характеризує швидкість передачі напору підземних вод,

$$a = \frac{K_{\phi} m}{\mu^*},$$

μ^* - коефіцієнт водовіддачі напірного пласту, який враховує вивільнення частини води при зменшенні гідродинамічного тиску при відкачці;

$a=10^4 \dots 10^6 \text{ м}^2/\text{добу}$ – для скельних і напівскельних ґрунтів;

$a=10^3 \dots 10^5 \text{ м}^2/\text{добу}$ – для пористих порід.

Якщо $\lambda = \frac{r^2}{4at} \leq 0,1$, що має місце при довгій відкачці, то інтегральна показникова функція добре апроксимується логарифмічною залежністю

$$E_i \left(-\frac{r^2}{4at}\right) \approx -\ln \frac{2,25}{r^2} = -\ln \frac{R^2}{r^2}.$$

Тоді

$$S = 0,08 \frac{Q}{K_{\phi} m} \ln \frac{R^2}{r^2} = 0,37 \frac{Q}{K_{\phi} m} \lg \frac{R}{r},$$

де $R=1,5\sqrt{at}$ - радіус впливу (звідси видно, що цей радіус з ростом терміну експлуатації зростає).

Приплив води до недосконалих колодязів

Недосконалий колодязь живиться не тільки через бокову поверхню, але і знизу (рис. 83). Є чимало досліджень, які присвячені вивченню питання визначення припливу вод до таких колодязів. З цих досліджень слід відзначити роботи Форхгеймера, який встановив, що при постійній глибині зниження залежність між дебітом колодязя і його заглибленням в водоносний шар постійної потужності виражається рівнянням

$$\frac{q}{Q_g} = \sqrt{\frac{t}{T}} 4 \sqrt{\frac{2T-t}{T}},$$

де q – дебіт недосконалого колодязя з непроникним дном,

Q_g – дебіт досконалого колодязя з непроникним дном,

t – шар води в недосконалому колодязі,

T – відстань від рівня води в недосконалому колодязі до водонепроникного шару.

Тоді приплив води до недосконалих колодязів може бути визначений через приплив води до досконалих колодязів.



Рисунок 83 – Схема відбору води при недосконалих свердловинах

$$q = Q_s \sqrt{\frac{t}{T}} 4 \sqrt{\frac{2T-t}{T}} .$$

Потужність активної зони можна визначити в залежності від глибини зниження S за даними академіка Е. А. Замаріна (табл. 11).

Таблиця 11 – Залежність потужності активної зони від зниження

Значення S	Потужність активної зони ($H_{ак}$)
$0,2 H_1$	$1,3 H_1$
$0,3 H_1$	$1,5 H_1$
$0,5 H_1$	$1,7 H_1$
$0,8 H_1$	$1,85 H_1$

Якщо $H_{ак}$ за даними цієї таблиці буде меншим, ніж H , то приплив води до свердловини визначається, як для недосконалої свердловини.

Для визначення припливу води до недосконалих колодязів в напірних водоносних шарах запропоновані різні формули (М. Маскет, П.П. Аргунов, С.К. Абрамов, В.Д. Бабушкін, И. Козені, Ф. Форхгеймер і інші). Але всі вони дають завищені результати і їх можна використовувати при проектуванні

водознижуючих установок. Розрахунки для водопостачання можна виконувати за наближеною формулою С.П. Албула

$$Q_n = Q_g \frac{l}{m} = q_{num} S \frac{l}{m},$$

де Q_n – дебіт недосконалого колодзя,

Q_g – дебіт досконалого колодзя, який визначено по одній з формул для колодязів в напірному водоносному шарі,

l – довжина водоприймальної частини колодзя,

m – потужність водоносного шару, м.

В вітчизняній практиці використовують метод Н.Н. Веригіна, за яким в знаменник вносяться дві поправки ξ_1 і ξ_2 , які враховують недосконалість розкриття пласту.

Дебіти одиночних недосконалих свердловин для напірного і безнапірного шарів визначають за формулами

$$Q_{i \text{ ää. } i \text{ äi.}} = \frac{2\pi \hat{E}_\delta m S}{\ln \frac{R}{r} + \xi_1 + \xi_2}$$

та

$$Q_{i \text{ ää. } ääçí.} = \frac{2\pi \hat{E}_\delta (2I - S) S}{\ln \frac{R}{r} + \xi_1 + \xi_2},$$

де ξ_1 – поправка на недосконалість свердловини за ступінню розкриття шару,

ξ_2 – поправка на недосконалість свердловини за характером розкриття, який враховує зміни в структурі і водопроникності породи навколо свердловини в процесі її буріння і роботи.

З достатньою точністю ξ_1 можна визначити за формулами:

- при примиканні фільтра до одного з водоносних шарів

$$\xi_1 = (1 - e)^{2,5} \ln (\varepsilon)^{1,9},$$

- при розміщенні фільтра в середній частині водоносного шару

$$\xi_1 = (1 - e)^3 \ln (\varepsilon)^2 ,$$

де e – ступінь розкриття водоносного шару,

$$e = l_\phi / m \quad \text{і} \quad \varepsilon = m / r .$$

При цьому потужність водоносного шару рекомендується приймати для безнапірних вод рівною

$$m = H - S/2 , \quad \text{а} \quad l_\phi = l_{\phi n} - S/2 ,$$

де H – відстань від водонепроникного шару, який підстиляє водоносний шар до статичного рівня води;

l_ϕ – довжина робочої частини фільтра свердловини;

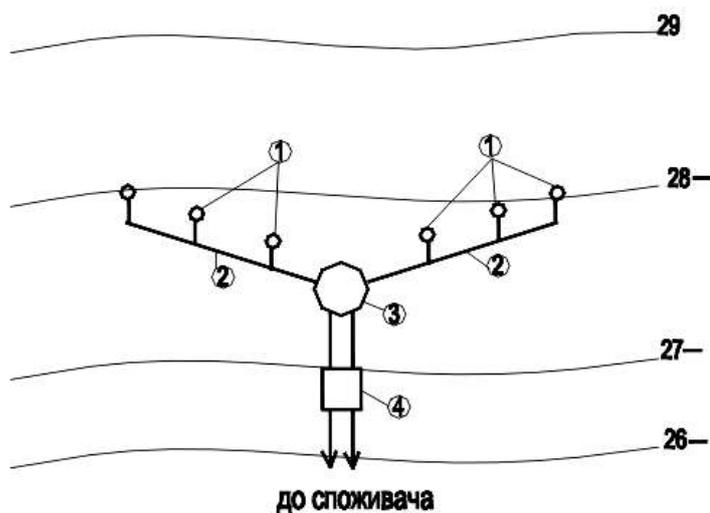
$l_{\phi n}$ – загальна довжина незатопленого фільтра.

В першому наближенні при бурінні свердловин ударним або роторним способом з промивкою водою і при використанні фільтрів, коефіцієнт водопроникності у яких в 5÷10 разів перевищує водопроникність шару, величину ξ_2 при розрахунках свердловин можна не приймати до уваги. Але в других випадках ξ_2 буде співрозмірною з величиною ξ_1 .

Тема №12. Водозабори при використанні свердловин і їх розрахунок

1. Схеми водозаборів при використанні свердловин.
2. Збірні колодязі і їх конструктивні особливості.
3. Розрахунок водозаборів при взаємодії колодязів.

Схема комплексу водозабірних споруд з використанням свердловин залежить як від масштабу водоспоживання і потужності водоносного шару, так і від методів одержання води з колодязів. При малих витратах води і наявності багатого водою водоносного шару інколи можна обійтись одиночною свердловиною. Але для систем водопостачання міст обійтись одиночними свердловинами неможливо, а приходиться облаштовувати групу колодязів. Тоді найбільш проста схема водозабору має такий вигляд:



- 1 – свердловини;
- 2 – збірні водоводи;
- 3 – збірний колодязь;
- 4 – насосна станція.

Рисунок 84 – Схема водозабору при трубчастих колодязях

При розміщенні групи колодязів необхідно враховувати наступні особливості:

а) Для забору найбільшої кількості підземної води з мінімальними експлуатаційними витратами необхідно розмішувати свердловини в один ряд,

який приблизно перпендикулярний до напрямку руху ґрунтового потоку. Для покращання умов транспорту води по збірним водоводам бажано повздовжну вісь групи свердловин трасувати під деяким невеликим кутом до гідроізогіпсів ($5 \dots 10^0\text{C}$) з тим, щоб вода з водозабірних свердловин в збірний колодязь могла поступати самопливом, якщо це буде можливим.

б) Свердловини слід розміщувати в місцях, які характеризуються максимальною водопроникністю і водовіддачею водоносного шару. Це можна встановити по дослідним відкачкам або характеру гідроізогіпсів. Свердловини не слід розміщувати в місцях зближення гідроізогіпсів тому, що це характеризує збільшення опору ґрунтовому потоку. Слід уникати ділянок, на яких дзеркало ґрунтових вод створює підвищення чи зниження. Зовсім недоцільно розміщувати свердловини на підземному водорозділі.

в) Часто буває доцільно бурити свердловини в річкових долинах і на річкових терасах.

г) Не рекомендується розміщувати свердловини в місцях, які затоплюються поверхневими водами.

д) По можливості слід розміщувати свердловини в зниженнях рельєфу підстилаючого водонепроникного шару, але без порушення першого правила.

е) Бажано розміщувати свердловини на позначках, які дозволяють подавати воду самопливом до споживача.

Якщо кількість свердловин велика, то розмістити їх в одну лінію не вдається. Тому використовуються і інші схеми водозборів (наприклад, розміщення по колу).

При проектуванні схеми водозбору необхідно намагатись розмістити свердловини симетрично і на однаковій відстані одну від іншої. Це дозволить мати однакову витрату з кожної свердловини.

Методи одержання води з кожної свердловини залежать від глибини рівня води в ній. Якщо забирають напірні (артезіанські) води, то рівень води в них може забезпечувати:

а) самовилив за рахунок природного тиску в пласті;

б) піднімання на висоту, яка дозволяє забір звичайними насосами або сифонним водозабором;

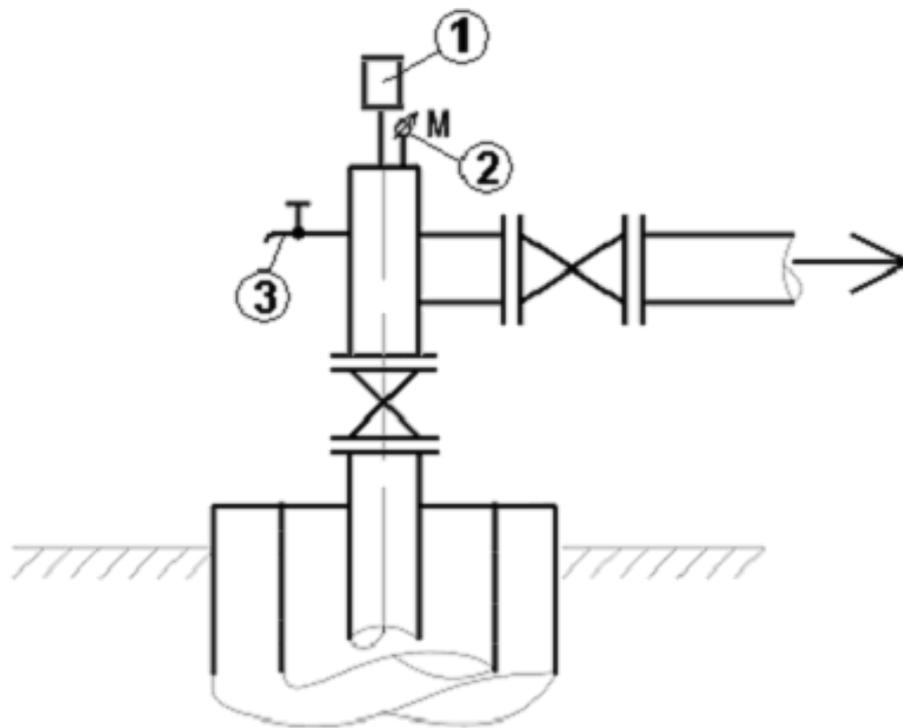
в) рівень води встановлюється так глибоко, що їх підйом можливий тільки за допомогою глибинного насосу чи іншими водопідіймальниками.

Якщо забирається безнапірна вода, то рівень в свердловині може бути:

а) на глибині, яка дозволяє забір звичайними насосами або сифонною установкою;

б) на глибині, яка дозволяє забір тільки глибинними насосами чи іншими водопідіймальниками.

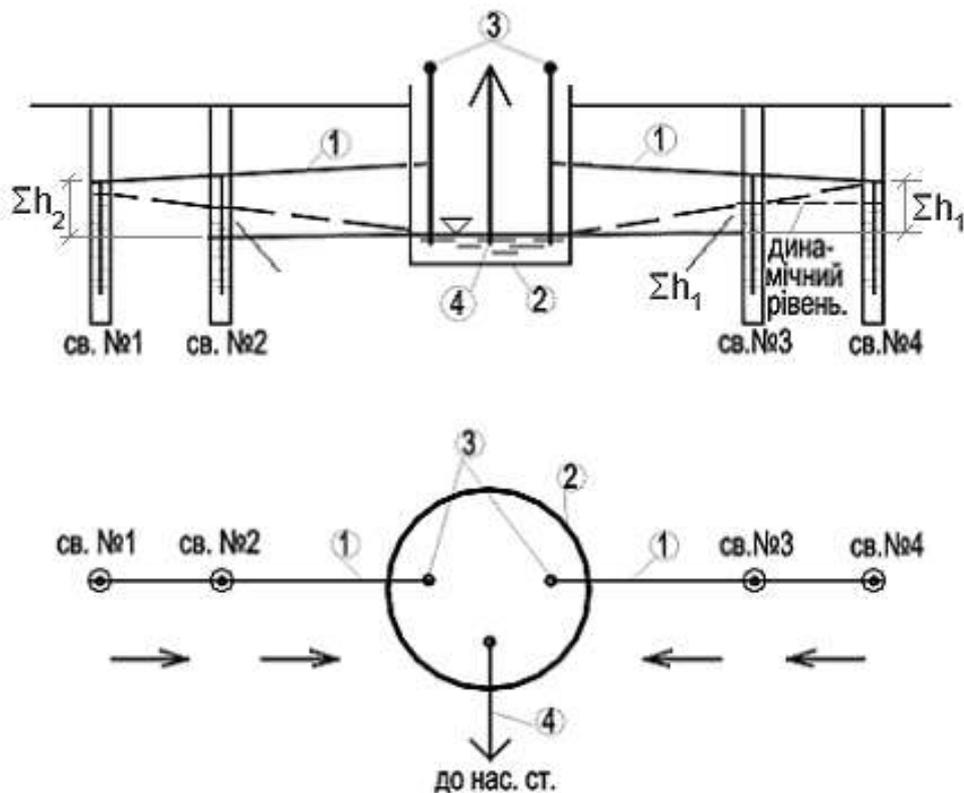
В свердловинах (з самовиливом) вода відводиться від них самопливними трубами в збірний резервуар, з якого перекачується насосами (рис. 85).



- 1 – вантуз;
- 2 – манометр;
- 3 – кран для відбору проб води.

Рисунок 85 – Схема облаштування горловини при самовиливі води

При неглибокому рівні води в свердловині (5...6м) можна використати звичайні горизонтальні насоси або сифонні установки (рис. 86).



- 1 – сифонні з'єднувальні лінії;
- 2 – збірний колодезь;
- 3 – верхні точки, з яких відкачується повітря;
- 4 – всмоктуючі лінії насосів.

Рисунок 86 – Схема сифонного водозабору

При сифонних лініях повітря з трубопроводів видаляється за допомогою вакуум-насосів, продуктивність яких визначається за об'ємом трубопроводів і кількістю повітря що виділяється з води. Для приблизних розрахунків приймають, що з 1 м^3 подаваної води виділяється $\approx 25\text{ л}$ повітря.

Кількість повітря, яке надходить через нещільності з'єднань, може бути прийнятою рівною 1 л/с на 1 км довжини сифонної лінії. Для забезпечення належної герметичності сифонних ліній використовують сталеві труби зі зварними стиками. Для зниження витрат в сифонних лініях їх діаметри приймають виходячи зі швидкості руху води $V=0,6\dots 0,7\text{ м/с}$.

При великій глибині динамічних рівнів води використовують глибинні насоси, ерліфти або гідроелеватори.

Збірні водоводи не слід безпосередньо з'єднувати з насосами тому, що всі зміни в режимі роботи насосів безпосередньо впливають на роботу водозабірних свердловин. Такий же поганий вплив на роботу насосів чинять і всякі зміни в подачі кожної окремої свердловини. Тому і облаштовують збірні колодезі. Місцеположення колодезя визначають, враховуючи наступні міркування:

а) при малій кількості колодязів (до 4...5) збірний колодязь влаштовується на тому кінці водозбірної лінії, який знаходиться ближче до споживача (рис.87).

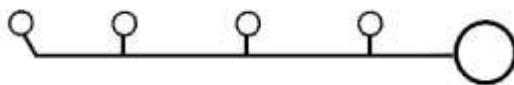


Рисунок 87 – Схема водозбору при малій (≤ 5) кількості свердловин

б) При більшій кількості колодязь розміщують в центрі водозабірної лінії (рис. 88).

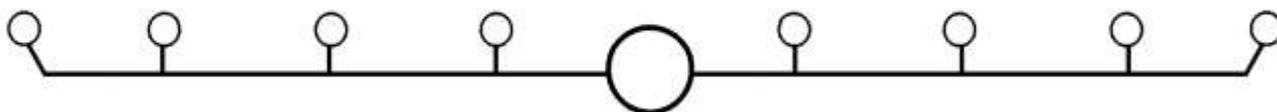


Рисунок 88 – Схема водозбору при кількості свердловин більше 5

в) При великій кількості водозбірних колодязів може знадобитись улаштування збірних колодязів кількох порядків (рис. 89)



Рисунок 89 – Схема водозбору при дуже великій кількості свердловин

При заборі води із збірного колодязя насосною станцією бажано, щоб відстань між нею і колодязем не перевищувала 20...25м і не була меншою 7...10м.

Розміри збірного колодязя залежать від умов його роботи. Якщо графік розбору води співпадає з графіком її притоку, то розміри колодязя визначаються з врахуванням таких міркувань:

- необхідно розмістити в колодязі кінці збірних водоводів, всмоктувальних ліній насосів і обладнання для очистки колодязя від грязі і мулу.
- експлуатаційні і будівельні рішення повинні бути оптимальними;
- бажано розміщення в колодязі запасу води, рівного 15...20 хвилинній продуктивності насосів, який служить для стабілізації роботи насосів і сифонних ліній при всяких незначних неполадках.

Якщо графіки розбору і надходження води не співпадають, то в збірному колодязі необхідно також мати регулюючий об'єм.

Особливістю водозборів являється те, що в них свердловини, як правило, працюють в режимі взаємодії. Така взаємодія має місце, коли їх депресійні криві перетинаються. При цьому, якщо зниження динамічного рівня зберегти таким же, яке воно було без взаємодії, то загальна подача зменшиться. Навпаки, якщо зберегти величину загальної подачі, то при взаємодії збільшиться зниження динамічного рівня в порівнянні зі зниженням без взаємодії.

Ступінь взаємного впливу колодязів буде залежати від відстані між ними, потужності, водонасиченості і умов живлення водоносного пласта. Крім того, наявність і ступінь взаємодії будуть залежати від кількості води, яка відбирається.

Питанням розрахунку взаємодіючих свердловин методами гідромеханіки присвячено багато робіт (Дюпюї, Форхгеймер, Лейбензон, Щелкачев, Чарний та ін.)

З огляду на труднощі врахування всієї складності природних умов і надійного вибору розрахункових параметрів в практиці розрахунків найшли використання методи, які базуються на використанні даних пробних відкачок, наприклад, метод проф. М. Е. Альтовського.

Розглянемо дві взаємодіючі свердловини №1 і №2 (рис. 90).

Припустимо, що працює тільки свердловина №1. Тоді при відкачці з неї витрати Q_1 при зниженні S_1 в сусідній (не працюючій) свердловині буде спостерігатися зниження статичного рівня t'_2 .

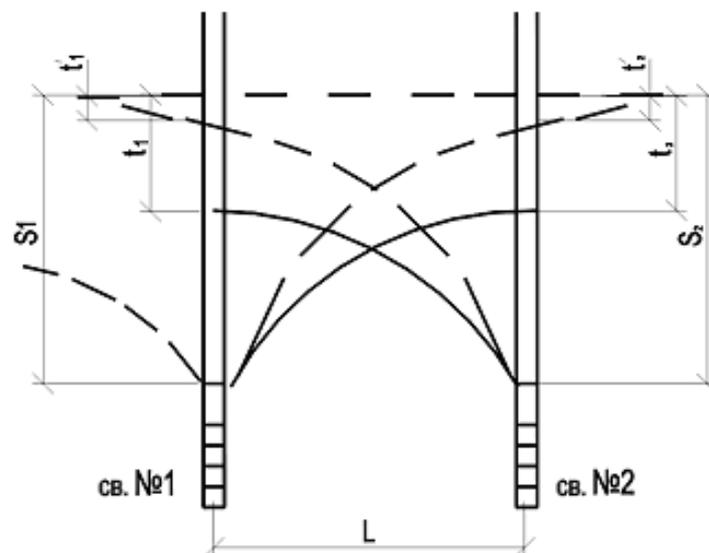


Рисунок 90 – Схема взаємодії двох свердловин

При роботі тільки другої свердловини (при Q_2 і S_2) в першому колодязі буде спостерігатися зрізка t_1' . При роботі обох свердловин через взаємодію, дійсні зрізки в обох свердловинах збільшаться і будуть: в свердловині №1 $t_1 > t_1'$ в свердловині №2 $t_2 > t_2'$, а загальна подача зменшиться. Розглянемо випадок напірних вод, для яких

$$Q = S q_{\text{нум.}}$$

Без взаємодії одержимо відповідно для кожної із свердловин

$$Q_1 = S_1 q_1,$$

$$Q_2 = S_2 q_2,$$

де q_1 і q_2 – питомі дебїти свердловин №1 і №2 без врахування впливу на них відкачки з сусідньої свердловини. Враховуючи зниження в свердловинах, дійсний дебїт кожної з них буде

$$Q_2' = q_2 (S_2 - t_2)$$

$$Q_1' = q_1 (S_1 - t_1).$$

Графічно зміна витрати при взаємодії ілюструється рис. 91.

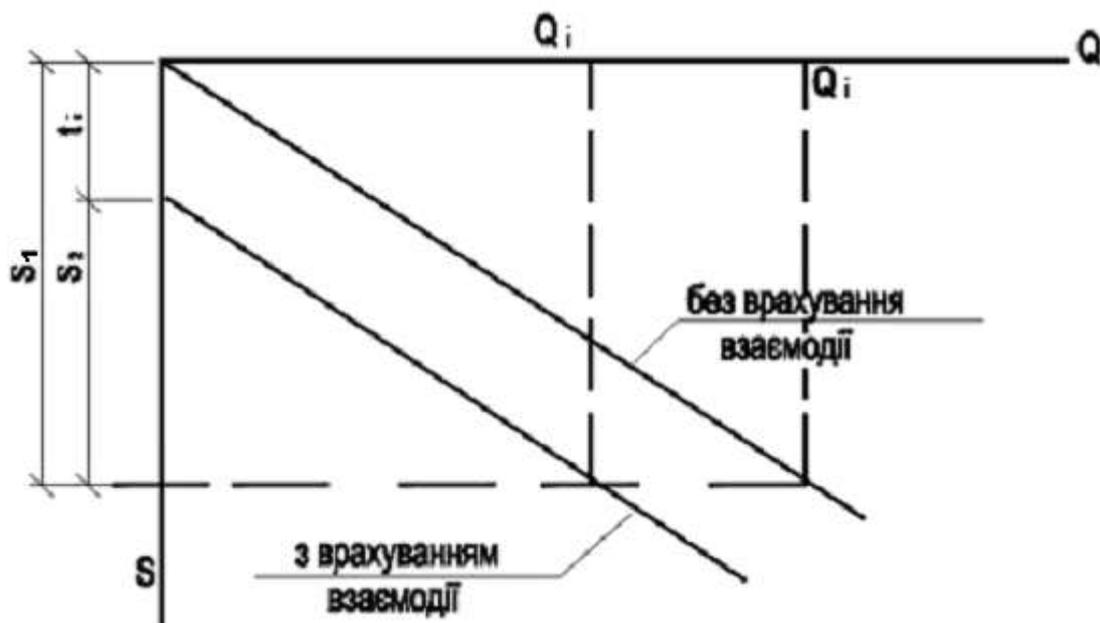


Рисунок 91 – Залежність витрати від зниження при взаємодії

Знайдемо відношення змінених дебїтів до дебїтів при відсутності взаємодії

$$\frac{Q_1'}{Q_1} = \frac{q_1(S_1 - t_1)}{q_1 S_1} = 1 - \frac{t_1}{S_1} = \beta_1,$$

$$\frac{Q_2'}{Q_2} = \frac{q_2(S_2 - t_2)}{q_2 S_2} = 1 - \frac{t_2}{S_2} = \beta_2.$$

Звідси

$$Q_1' = Q_1 \left(1 - \frac{t_1}{S_1} \right) = \beta_1 Q_1,$$

$$Q_2' = Q_2 \left(1 - \frac{t_2}{S_2} \right) = \beta_2 Q_2,$$

де β_1 і β_2 – коефіцієнти впливу взаємодіючих свердловин.

Відкачку з кожної свердловини краще проводити при одному і тому ж зниженні $S_1 = S_2 = S$. З достатньою для практики точністю можна рахувати, що $t_1 = t_2 = t$ і отже,

$$\beta_1 = \beta_2 = \beta.$$

Знайдемо зміну питомого дебіту при взаємодії

$$q_1' = \frac{Q_1'}{S} = \frac{Q_1}{S} \left(1 - \frac{t}{S} \right) = q_1 \left(1 - \frac{t}{S} \right),$$

$$q_2' = \frac{Q_2'}{S} = \frac{Q_2}{S} \left(1 - \frac{t}{S} \right) = q_2 \left(1 - \frac{t}{S} \right).$$

Знайдемо відношення зменшеної частини дебіту до повного дебіту, тобто

$$\frac{Q_1 - Q_1'}{Q_1} = \frac{q_1 S - q_1' S}{q_1 S} = \frac{q_1 \left[1 - \left(1 - \frac{t}{S} \right) \right]}{q_1} = \frac{t}{S} = \alpha_1,$$

$$\frac{Q_2 - Q_2'}{Q_2} = \frac{q_2 S - q_2' S}{q_2 S} = \frac{q_2 \left[1 - \left(1 - \frac{t}{S} \right) \right]}{q_2} = \frac{t}{S} = \alpha_2,$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha.$$

Величина α називається коефіцієнтом зниження дебіту свердловини в результаті їх взаємодії. Коефіцієнт впливу пов'язаний з коефіцієнтом зниження дебіту залежністю

$$\beta = 1 - \alpha.$$

Якщо на яку-небудь свердловину впливає кілька свердловин, то дійсний питомий її дебіт з врахуванням цього впливу буде

$$q_i' = q_i(1 - \sum \alpha),$$

де $\sum \alpha$ - сума коефіцієнтів зниження дебіту всіх взаємодіючих свердловин

$$\sum \alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n.$$

При розрахунках групових водозаборів із свердловин слід враховувати, що на величини коефіцієнтів α і β впливає відстань між окремими свердловинами. Для досконалих взаємозалежних колодязів, які забирають воду із напірного водоносного пласта, загальна продуктивність визначається за формулою

$$\sum Q = \frac{2,73 \hat{E}_\phi m \sum_0^n S_i}{\sum_0^n \lg \frac{R_i}{r_{i-1}}},$$

де n – кількість взаємозалежних колодязів,

R_i – радіус впливу кожного взаємозалежного колодязя,

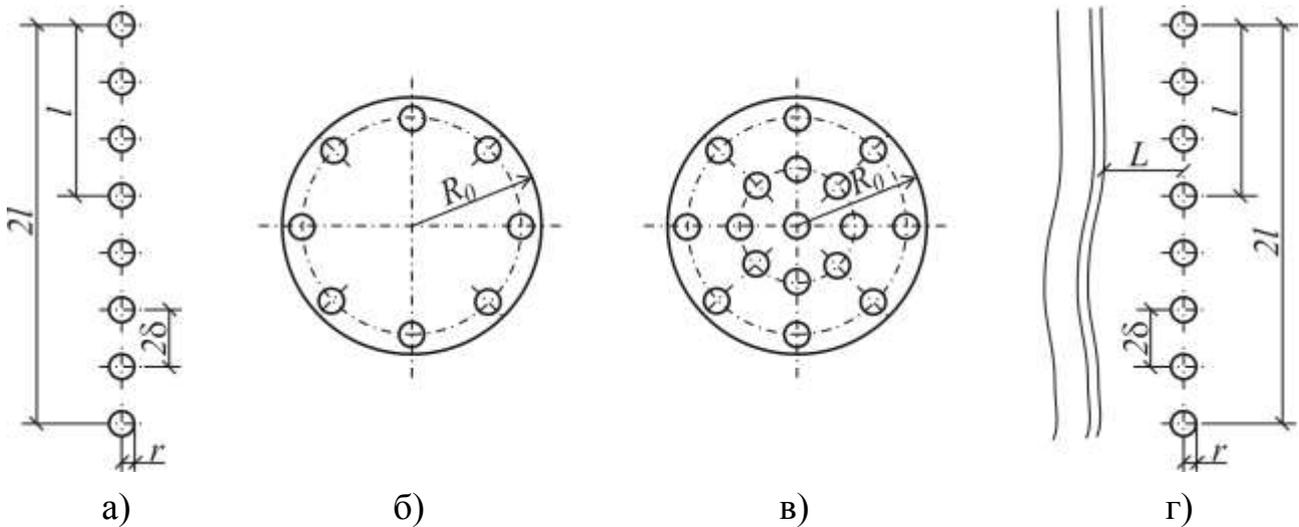
r_{i-1} – відстань між взаємодіючими колодязями,

S_i – зниження статичного рівня в i -му колодязі.

При невеликій кількості взаємодіючих колодязів, розташованих на значній відстань від межі області живлення пласта, продуктивність одного колодязя визначається за формулою

$$Q_i = \sum Q - \frac{2,73 \hat{E}_\phi m \sum_0^{n-1} S}{\sum_0^{n-1} \lg \frac{R_i}{r_{i-1}}}.$$

Ступінь взаємодії свердловин в груповому водозабір визначається схемою і місцем їх розташування (рис. 92).



- а – лінійний водозабір,
 б – кільцевий водозабір,
 в – круговий (площадний) водозабір,
 г – лінійних водозабір уздовж річки.

Рисунок 92 – Розрахункові схеми групових водозабірів

Загальна продуктивність групового водозабору з великою кількістю свердловин при встановившомуся режимі визначається формулою

$$Q_{\text{н\ddot{o}i}} = \frac{2\pi \hat{E}_\delta m S_0}{\ln \frac{R}{r_{\text{н\ddot{o}i}}} + \frac{l}{n} \ln \frac{\sigma}{nr_0} + \varepsilon},$$

де S_0 – зниження статичного рівня води в свердловині, яка входить до системи водозабору, за умови, що таке зниження має місце в решті свердловин системи;

$r_{\text{н\ddot{o}i}}$ – приведений радіус узагальненої системи водозабору, який для схем а і г на рис.92 приймається рівним $r_{\text{н\ddot{o}i}} = 0,37 l$, для схеми б рис.92 – $r_{\text{н\ddot{o}i}} = R_0$, для схеми в рис.92 – $r_{\text{н\ddot{o}i}} = 0,61 R_0$;

l – половина довжини ряду колодязів;

n – кількість колодязів в системі;

ε – коефіцієнт, який враховує фільтраційний опір, зумовлений недосконалістю колодязів за ступенем розкриття водоносного пласта;

σ – половина відстані між колодязями.

При розташуванні колодязів на незначній відстані від урізу води поверхневого джерела продуктивність одиночних колодязів визначається за формулою

$$Q_0 = \frac{2\pi \hat{E}_\delta m S}{\ln \frac{L_0}{r_0} + \varepsilon},$$

а групи взаємодіючих колодязів за формулою

$$Q_{\text{г\ddot{o}i.}} = \frac{2\pi \hat{E}_\delta m (S - S_0)}{\sum_{i=1}^n \frac{l}{n} \ln \frac{L_i}{r_i}},$$

де L_0, L_i – відстань від урізу води у відкритому джерелі до свердловини з величиною зниження статичного рівня S_0 .

При розташуванні свердловин за схемою г рис.92 сумарна продуктивність буде

$$Q_{\text{г\ddot{o}i.}} = \frac{2\pi \hat{E}_\delta m S_0}{\ln \sqrt{1 + \frac{2L}{l}} + \frac{2L}{l} \operatorname{arctg} \frac{l}{2L} + \frac{\sigma}{l} \left(\ln \frac{\sigma}{\pi r_0} + \varepsilon \right)}.$$

Орієнтовну відстань між свердловинами в групових водозаборах можна приймати згідно з табл.12.

Таблиця 12 – Орієнтовна відстань між свердловинами в групових водозаборах в метрах

Водоносна порода	Продуктивність свердловин, м ³ /год		
	до 20	від 20 до 100	більше 100
Пісок дрібний	50	50 – 70	70 – 100
Пісок середньозернистий	70 – 100	100 – 150	120 – 150
Пісок крупнозернистий	100 – 120	120 – 150	150 – 200
Гравійні і тріщинуваті породи	120 – 150	150 – 200	200 – 250

Взаємодія свердловин з ростом відстані між ними буде зменшуватись. Але одночасно росте вартість водоводів. Оптимальний варіант знаходиться шляхом техніко-економічних співставлень.

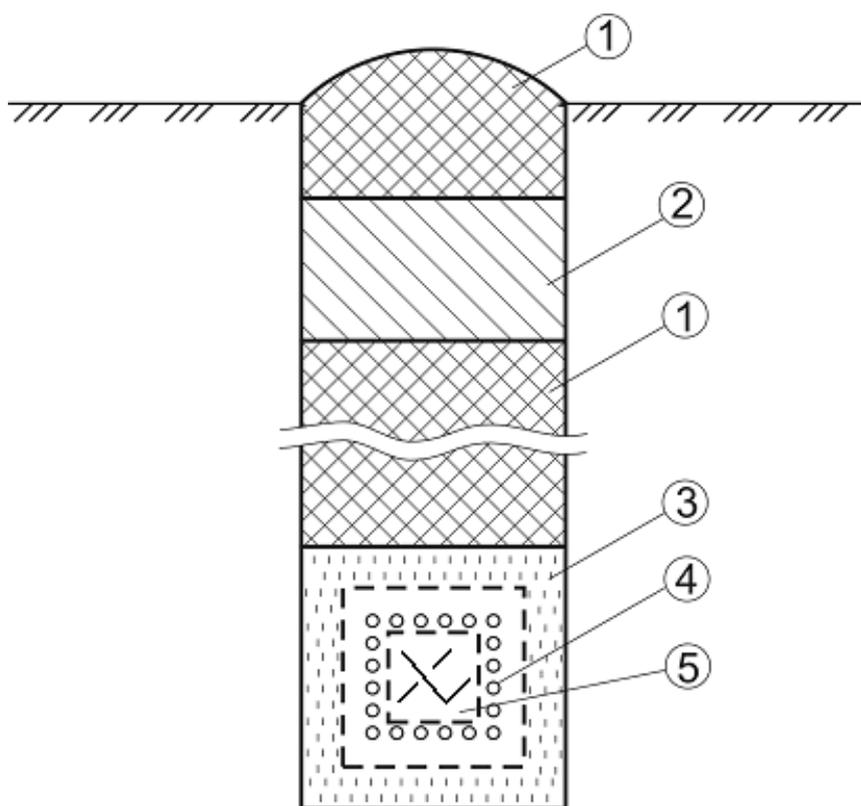
Тема №13. Горизонтальні водозбори, їх основні типи, конструкція і розрахунок

Горизонтальні водозбори використовують при необхідності використання неглибоко залягаючих водоносних пластів (до 7...8м) відносно невеликої потужності.

Конструкції горизонтальних водозборів можна розділити на 3 групи:

- а) траншейні водозбори з засипкою каменем або щебенем (рис. 93),
- б) трубчасті водозбори (рис. 94),
- в) водозбірні галереї (рис. 95).

Для трубчастих водозборів використовують керамічні, бетонні і з/б труби круглого і овоїдального перерізу з фільтруючою гравійно-піщаною обсыпкою навколо них.



- 1 – місцевий ґрунт;
- 2 – екран;
- 3 – крупнозернистий пісок;
- 4 – гравій;
- 5 – щебінь чи рваний камінь.

Рисунок 93 – Траншейний водозбір

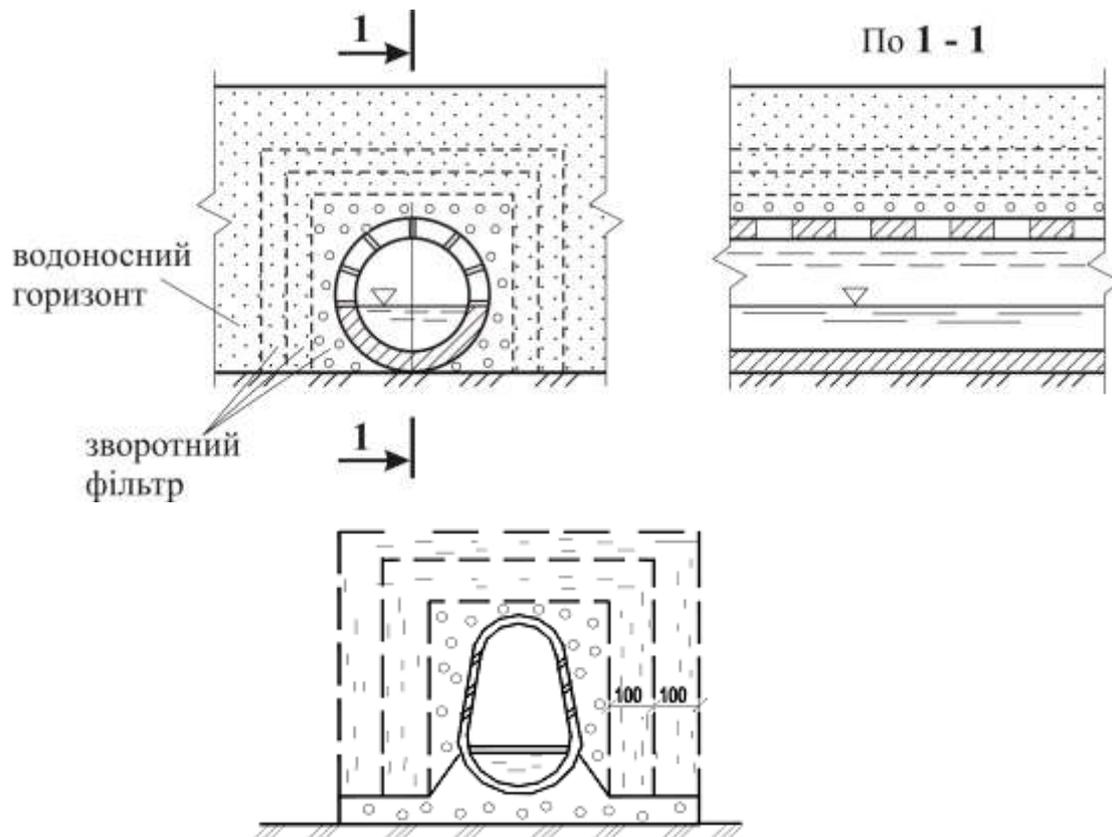


Рисунок 94 – Трубчастий водозбір

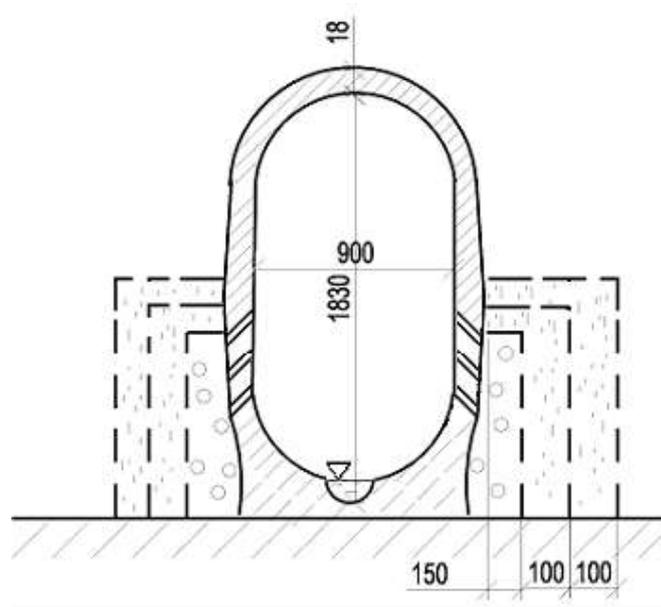


Рисунок 95 – Водозабірна галерея

При влаштуванні горизонтальних водозборів різних типів необхідно дотримуватись слідуєчих умов:

- Неможна допускати утворення підпору ґрунтових вод в водоносному пласті внаслідок недостатньої пропускнуї можливості труб водозбору.

Підпір особливо недопустимий при односторонньому захваті ґрунтових вод на схилах гір тому, що він може визвати відхід окремих струменів потоку в сторону від каптажу.

- Низ водоприймальної частини горизонтальної дрени повинен знаходитись на водоупорі, який підстилає водоносний пласт.
- Виносу частинок ґрунту водоносної породи не повинно бути.
- Конструкція водоприймальної частини повинна виключати можливість осідання винесених з ґрунту частинок в місцях, не розрахованих на їх приймання.
- Водозбір повинен бути захищеним від проникнення в нього поверхневих вод зверху чи збоку глиняним екраном, захищеним від висихання.
- Матеріали, з яких робиться водозбір, не повинні впливати на якість забираємої води.
- Водоприймальна частина повинна вентилюватися. Тому вона повинна працювати неповним перерізом.
- Водоприймальна частина повинна бути доступною для огляду і очистки.

Визначення діаметрів трубопроводів горизонтальних водозборів слід виконувати для періоду низького стояння рівня ґрунтових вод при розрахунковому наповненні $h=0,5 D_{тр}$. Ухили труб в бік водозбірного колодязя повинні бути від 0,007 до 0,001 при зміні діаметрів від 150мм до 500мм. Швидкість течії води в трубах повинна забезпечувати переміщення частинок породи з водоприймальних труб в водозбірний колодязь.

Для нагляду за роботою трубчастих і галерейних водозборів, їх вентиляції і ремонту влаштовуються оглядові колодязі круглого перерізу $D=1$ м. Відстань між оглядовими колодязями приймається:

- для трубчастих водозборів $d=150...600$ мм – 50м,
- для трубчастих водозборів $d>600$ мм – 75м,
- для галерейних водозборів 100...150м.

Верх колодязів повинен бути не менше, ніж на 0,5м вище поверхні землі. Навколо колодязя повинне бути виконане водонепроникне вимощення шириною не менше 1м і глиняний замок. Оглядові колодязі повинні бути обладнанні кришками і вентиляційними трубами, які повинні підніматися над поверхнею землі на висоту не менше, ніж на 2м. Отвір в трубі повинен обладнуватися металевим ковпаком.

Розрахунок горизонтальних водозборів заключається в визначенні необхідної довжини дрени для прийому з водоносного шару розрахункової

кількості води і діаметрів труб, розмірів галереї або кам'яної фільтруючої засипки для транспортування до збірного колодязя води, яка в них надходить.

Досліджуючи закони припливу води до горизонтальних водозборів, Дюпюи одержав такі формули:

а) при односторонньому притоці

$$Q_1 = LK_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{2R},$$

б) при двосторонньому притоці

$$Q_2 = L\hat{E}_{\delta} \frac{I^2 - h^2}{R},$$

де L – довжина дрен,

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації,

H – відстань від підстилаючого водонепроникного шару до статичного рівня води, м;

h – відстань від підстилаючого водонепроникного шару до динамічного рівня води, м;

R – радіус впливу.

Ці формули дають приблизний результат для ґрунтових басейнів тому, що при виводі їх реальні умови були сильно ідеалізовані.

В загальному випадку при розміщенні горизонтального водозбору значної довжини ($2L \gg R$) в водоносному пласті, який має віддалену область живлення, розрахунок слід вести за формулою:

$$Q = \frac{2LK_{\phi}mS}{r + \varepsilon_{\phi}},$$

де $2L$ – загальна довжина водозбірної частини водозабору;

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації, м/добу;

m – потужність напірного водоносного пласта; для безнапірного пласта

$$m = \frac{H + h_g}{2};$$

H – товщина шару води до початку відкачки (різниця позначок статичного рівня і підстилаючого водоупору),

h_g – глибина динамічного рівня в горизонтальному водозборі,
 S – зниження статичного рівня

$$S = H - h_g ,$$

ε_ϕ – коефіцієнт, який враховує фільтраційний опір, що визивається недосконалістю розкриття водоносного пласта, і який визначається за формулою

$$\varepsilon_\phi = 0,16 \pi \ln \frac{h_{сер}}{2\pi r \sin(\pi C / h_{сер})} = 0,37\pi \lg \frac{h_{сер}}{2\pi r \sin(\pi C / h_{сер})} ,$$

де $h_{сер}$ – середня глибина безнапірного потоку за період експлуатації водозабору, $h_{сер}=(0,7-0,8)h$;

C – заглиблення центру дрени під першопочатковий рівень води в пласті;

r – радіус круглої дрени, а для галерейного водозабору у вигляді галереї зі сторонами b_1 і b_2

$$r = 0,5 (b_1 + 0,5b_2) .$$

Для горизонтальних водозборів з малою довжиною водоприймальної частини (коли $2L \leq R \approx L$) розрахунок слід вести за формулою:

$$Q_0 = \frac{2\pi \hat{E}_\phi mS}{\ln R_0 / l + \varepsilon_0}$$

або за формулою

$$Q_0 = \frac{2\pi \hat{E}_\phi mlS}{R_0 + \varepsilon_0} ,$$

де $R_0 \approx 4.06 \sqrt{at}$ - радіус зони впливу для водозбору малої довжини при невстановившомуся режимі водозбору. Якщо режим встановившийся, R_0 приймається рівним

$$R_0 = \frac{1}{2} \ln(1 + 2R) + 2R \operatorname{arctg} \frac{1}{2R} ;$$

$$\varepsilon_0 = 0,5 \frac{h_{сер}}{l} \ln \frac{h_{сер}}{2\pi r \sin \frac{\pi C}{h_{сер}}} = 1,15 \frac{h_{сер}}{l} \lg \frac{h_{сер}}{2\pi r \sin \frac{\pi C}{h_{сер}}} .$$

Якщо горизонтальний водозбір досконалий, то

$$\varepsilon_{\phi} = 0,32h_{cep} \ln \frac{0,225h_{cep}}{r} = 0,74h_{cep} \lg \frac{0,225h_{cep}}{r},$$

$$\varepsilon_0 = \frac{h_{cep}}{l} \ln \frac{0,225h_{cep}}{r} = 2,3 \frac{h_{cep}}{l} \lg \frac{0,225h_{cep}}{r}.$$

Горизонтальні водозбори, які розміщені біля ріки впродовж лінії урізу води і живляться інфільтраційними водами, необхідно розраховувати за формулами, які враховують надходження води з поверхневого джерела в експлуатаційний пласт. При цьому довжина зони впливу горизонтального водозбору R при розміщенні його паралельно руслу ріки або урізу води поверхневого джерела на відстані L дорівнює цій відстані, тобто

$$R = L.$$

При невстановившомуся русі R визначається за формулою

$$R = 0,56\sqrt{at},$$

a – коефіцієнт п'єзопроводності,

t – час роботи водозбору.

Для встановившогося руху радіус впливу горизонтального водозбору можна визначити за формулою:

$$R = 2S\sqrt{K_{\phi}S}.$$

Враховуючи, що витрата, яка надходить в горизонтальний водозбір, змінюється по його довжині, то при виборі діаметру труб вся лінія розбивається на ділянки довжиною $l=10-20$ м. За витратами кожної перевіряється наповнення в трубопроводі при швидкості в ньому від 0,3м/с до 1,4м/с.

Розмір поперечного перерізу водопроводячої частини галереї і труб визначають за розрахунковим притоком води до них на окремих ділянках або повністю на всю довжину до водоприймального колодязя із умови безнапірного руху води в них зі швидкістю не менше 0,7м/с при наповненні 0,5Д за формулою

$$Q = \omega C\sqrt{R_A I},$$

де ω – площа живого перерізу потоку,

R_r – гідравлічний радіус,

C – коефіцієнт Шезі,

I – повздовжній ухил.

Площа живого перерізу потоку буде

$$\omega = \frac{Q}{C \sqrt{R_r I}} .$$

У випадку траншейного водозбору витрата води по ньому буде

$$Q = p \omega_k V$$

або

$$Q = K_r \omega_k \sqrt{I} .$$

Тоді

$$\omega_k = \frac{Q}{\delta V}$$

або

$$\omega_k = \frac{Q}{(K_r \sqrt{I})}$$

де ω_k – площа перерізу кам'яного фільтруючого шару,

p – пористість завантаження ($p=0,15 \div 0,45$),

V – швидкість руху води за формулою проф. С.В. Ізбаша

$$V = C_0 p^m \sqrt[3]{\nu^{m-2} \alpha^{m-3} I} ,$$

ν – кінематичний коефіцієнт вязкості, $\text{см}^2/\text{с}$;

d – діаметр кусків завантаження, які приведені до шару в см ;

$$C_0 = 20 - 14/d; \quad m = 2 - 0.34/d^2 .$$

Для гравію $d=0,5 \div 2,5 \text{ см}$.

K_m – коефіцієнт турбулентної фільтрації, який залежить від крупності каменю:

$$d=10 \text{ см} - K_m=0,25 \text{ м/с}, \quad d=20 \text{ см} - K_m=0,4 \text{ м/с},$$

$$d=30 \text{ см} - K_m=0,50 \text{ м/с}, \quad d=50 \text{ см} - K_m=0,6 \text{ м/с}.$$

Загальна площа водоприймальних отворів, які приходяться на 1 м водозбірних (дренажних) труб і галерей горизонтального водозбору, може бути визначена за формулою:

$$\omega_{отв} = \frac{q_{макс}}{\mu \sqrt{2gh}},$$

де $q_{макс}$ – максимальний приплив на 1м водоприймальної частини, м³/с;

μ – коефіцієнт витрати води, для круглих отворів, $\mu = 0,6 \div 0,62$;

h – середній напір над водоприймальними отворами, м;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Для дренажних труб h можна приймати з деяким запасом рівним $0,3D$ (D – зовнішній діаметр труби). Для збірних галерей h приймають рівним відстані від рівня води біля стіни галереї до центру ваги середнього по висоті отвору. Діаметр одного отвору приймають від 0,5 до 1 см.

В ґрунтах, які можуть виноситись водою (в пісках, супісках, в гальках і т.п.), вільний простір між водозбірною трубою і ґрунтом водоносного пласта заповнюють кількома шарами гравійного фільтру.

Для запобігання виносу з водоносного пласту мілких частинок ґрунту вихідна швидкість не повинна перевищувати величини, яка визначається за формулою С. К. Абрамова

$$V_{\delta} = 65 \sqrt[3]{\hat{E}_{\delta}},$$

тобто

$$\frac{q_{i \text{ à } \hat{n}}}{\omega_{\hat{a}}} \leq V_{\delta},$$

де $q_{макс}$ – максимальний приплив води на 1м водоприймальної частини в м³/с;

$\omega_{об}$ – площа поверхні обсіпки, яка прилягає до водоносної породи

$$\omega_{об} = h_{об} \cdot 1 \text{ м}^2,$$

h – висота шару обсіпки.

Тема №14. Променеві водозабори

1. Класифікація променевих водозаборів.
2. Конструктивні особливості променевих водозаборів.
3. Розрахунок променевих водозаборів.

Променеві водозабори – це один із видів горизонтальних водозаборів, які застосовуються в малопотужних водоносних породах на глибинах 25-50 м, а також при відсутності вільної площі для водозбору.

Променеві водозабори в порівнянні зі свердловинами мають ряд позитивних сторін:

- а) територія для спорудження променевого водозабору повинна бути значно меншою;
- б) захват і підйом ґрунтової води знаходяться в одному місці;
- в) менша кількість насосних агрегатів;
- г) можна регулювати (за допомогою засувок) і контролювати кількість води, яка надходить з кожної фільтрової труби окремо);
- д) зменшення швидкостей фільтрації за рахунок збільшення поверхні фільтрації.

В порівнянні із традиційними горизонтальними водозборами променеві водозабори в ряді випадків виявляються більш дешевими.

В порівнянні з річковими водозборами променеві водозабори часто забезпечують забір води необхідної якості без її очистки.

Головний недолік цих водозаборів – велика трудоемність спорудження шахтів і променів.

В залежності від умов живлення і розміщення на місцевості променеві водозабори бувають:

- а) *берегові* – з шахтою і променями, які знаходяться на березі водотоку чи водоему (рис. 96а).
- б) *підруслові*:
 - з шахтою на березі, а променями в руслі ріки (рис. 96б);
 - з шахтою і променями в руслі ріки (рис. 96в).

в) *комбіновані* (берегорусліві) з шахтою, яка розміщена на березі водотоку чи водоему і променями, які частково розміщені під руслом, а частково в березі (рис. 96г).

г) *міжрічкові*, які розміщені на мисі або між рукавами ріки (рис. 96д).

д) *водороздільні*, які розміщаються на великому віддаленні від водотоку чи водоему і одержують живлення тільки за рахунок ґрунтових вод.

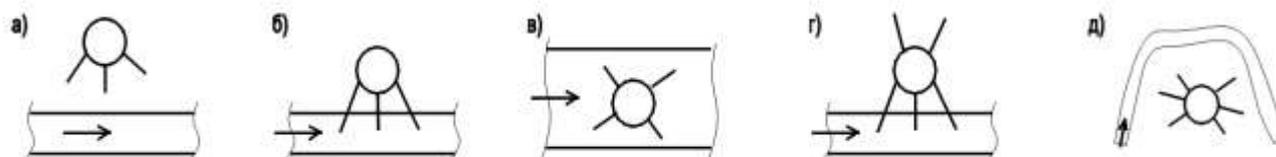


Рисунок 96 – Схеми променевих водозаборів

За конструкцією променеві водозабори бувають:

- основного типу з шахтою діаметром 3...6м і горизонтальними променями великої довжини (20м і більше) і великого діаметру (100мм і більше);
- особливого типу – водозабори з шахтою невеликого діаметру (1,5...2м). короткими променями, променями, які піднімаються чи опускаються, з фільтруючим дном або з вікнами в стінках водозбірної шахти.

За кількістю ярусів водоприймальних променів променеві водозабори бувають

- одноярусні (з фільтровими променями, які розміщені на одній площині);
- багатоярусні (з променями, які розміщуються в кількох площинах).

Шахти променевих водозаборів споруджують відкритим, опускним чи кесонним способом. Фільтрові горизонтальні промені виконують закритим способом – методом продавлювання чи проколювання. Для них використовуються сталеві дірчасті чи щільові труби діаметром $d=50...600$ мм і довжиною 5...80м. Ширина прорізів 4...9мм, а довжина 35...140мм. При довжині променів більше 60м їх слід влаштовувати телескопічними. Шпаруватість променів не повинна бути більшою 20%. Як правило, кількість

променів в одному ярусі не повинна перевищувати шести і кут між ними не повинен бути менше 30° . В неоднорідних водоносних породах невеликої потужності і різної вододостатності рекомендується влаштовувати багатоярусні променеві водозабори.

Для розрахунку горизонтальних водозабірних дрен користуються різними формулами. Але всі вони дають результати, які достатньо відрізняються один від одного. Тому в кожному окремому випадку слід аналізувати, яка з них може дати найбільш достовірний результат.

Для приблизних розрахунків при проектуванні променевих водозаборів можна користуватися формулою К. А. Абвезера

$$Q = \alpha E L S K_{\phi} ,$$

де α – коефіцієнт, який враховує умови розміщення променя в водоносному пласті, $\alpha=1\dots1,25$;

E – коефіцієнт, який враховує гранулометричний склад водоносної породи, її пористість, довжину променя, $E=1\dots2,6$;

L – довжина променю;

S – зниження статичного рівня;

K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації водоносної породи.

Для визначення продуктивності одиночної горизонтальної дрени довжиною L біля ріки, можна користуватись формулою

$$Q_l = \mu l k \frac{S}{B} ,$$

де Q_l – витрата відрізка довжиною l безкінечно довгої дрени,

μ - коефіцієнт замулювання dna ріки в залежності від її каламутності, який приймається за рекомендаціями С. К.Абрамова

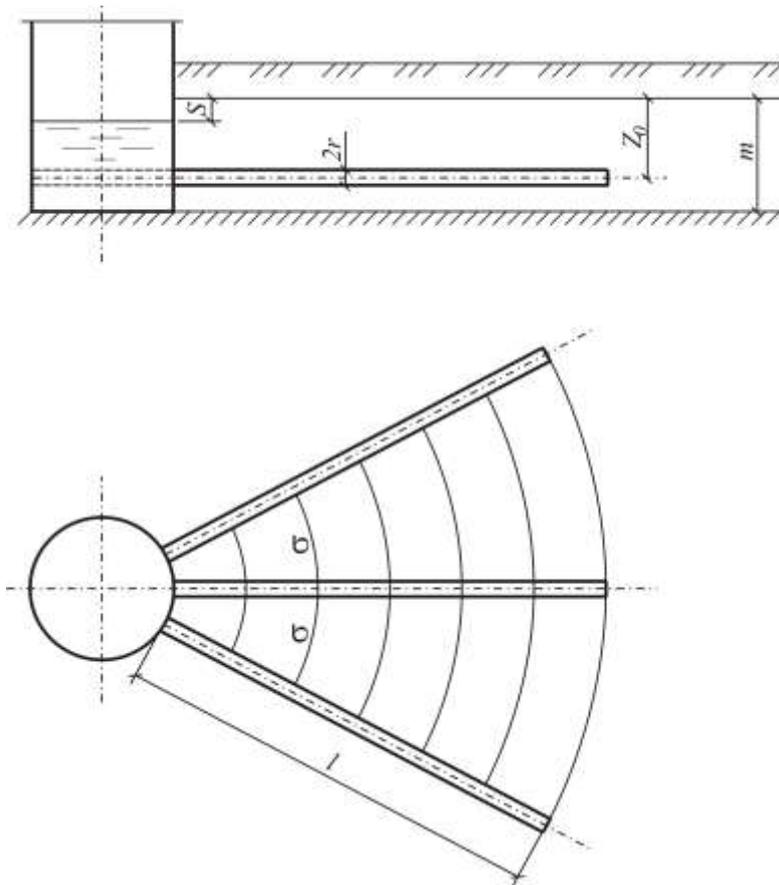


Рисунок 97 – Розрахункова схема променевого водозабору

Величина B визначається за формулою

$$\hat{A} = 0,159 \ln \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} \cdot \frac{2z_0 - r}{m} \right) \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} \cdot \frac{r}{m} \right) \right].$$

Для випадку розміщення дрени на водоупорі, коли $m = z_0$,

$$\hat{A} = 0,159 \ln \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} \cdot \frac{r}{m} \right).$$

При відсутності водоупору, коли $m \rightarrow \infty$,

$$\hat{A} = 0,159 \ln \frac{2z_0}{r}.$$

Врахування взаємодії розміщених радіально фільтрів підруслового променевого водозабору можна шляхом заміни відрізків променевих дрен відрізками еквівалентних їм паралельних дрен тієї ж довжини (рис. 97). Для цього користуються формулою В. В. Ведернікова, за якою для системи паралельних безкінечно довгих дрен

$$\hat{A} = 0,159 \left(\ln sh \frac{2\pi z_0}{\sigma} - \ln sh \frac{\pi r}{\sigma} \right),$$

де σ - відстань між відрізками паралельних дрен, яка дорівнює довжині дуги кожного з концентричних кіл, що ними розбивається область променевих дрен в горизонтальній площині (чим на більше число відрізків розбита довжина променя водозабору, тим точніше визначається його продуктивність);

$$shx = \frac{e^x - e^{-x}}{2} - \text{гіперболічний синус.}$$

Сумарна витрата променевого водозабору

$$Q = \mu l k S \sum \frac{1}{B},$$

де B – визначається за попередньою формулою для кожної з ділянок променів в залежності від σ .

В практиці проектування променевих водозаборів широке розповсюдження одержали розрахункові залежності М. Ф. Бочевера, згідно з якими продуктивність променевих водозаборів берегового і водороздільного типів, тобто водозаборів з променями, які не заходять під дно водоема, визначається за формулою

$$Q = \frac{2 \pi \hat{E}_\delta h_{\text{над}} S}{\ln R / r_{i\delta}} = \frac{2,73 h_{\text{над}} \hat{E}_\delta S}{\lg R / r_{i\delta}},$$

де R – радіус впливу водозабору, м.

При розміщенні водозабору біля ріки (береговий тип) $R=2L$, тобто радіус впливу дорівнює подвоєній відстані від центру шахти до урізу в річці. При розміщенні водозабору у віддаленні від поверхневого джерела (водороздільний тип)

$$R = 10 S \sqrt{\hat{E}_\delta},$$

де K_ϕ – коефіцієнт фільтрації водоносного пласта, в якому розміщені промені водозабору,

$h_{\text{сер}}=(0,7\div 0,8)h$ – середня глибина води над водонепроникним шаром в процесі експлуатації при першопочатковій глибині h , м;

S – зниження статичного рівня при експлуатації водозабору;

r_{np} – приведений радіус водозабору

$$r_{np} = \alpha_{np} \exp \left(-\frac{2}{n} \varepsilon_0 \right),$$

де n – кількість променів,

α_{np} – коефіцієнт, який враховує взаємний вплив променів (при $n=3$

$\alpha_{np}=0,55 \div 0,6$; при $n=5$ $\alpha_{np}=0,65 \div 0,7$),

ε_0 – коефіцієнт, який враховує розміщення променя в пласті.

Також продуктивність водозаборів руслового, підруслового, берегоруслового, міжрічкового типів можна визначити за формулою

$$Q = 2\pi K_{\phi} h_{сер} S (R_{\delta} + R_p),$$

де

$$R_{\delta} = \frac{1}{\ln \frac{2L}{\alpha l_{\delta}} + \frac{2}{\eta \delta} \varepsilon_{\delta}}$$

$$R_p = 1 / \varepsilon_p,$$

L – відстань від центру колодязя до урізу води в річці, м;

n_{δ} і l_{δ} – кількість і середня довжина променів в березі;

ε_{δ} – коефіцієнт, який враховує розміщення променя в пласті берега;

ε_p – те ж саме, під дном поверхневого джерела

$$\varepsilon_p = \frac{\pi h_{сер}}{n_p l_p} \ln \left(\frac{4h_{сер}}{\pi r} \operatorname{tg} \frac{\pi c}{2h_{сер}} \right),$$

де n_p і l_p – число і середня довжина променів під дном ріки;

r – радіус променя, м;

c – глибина від верхнього водонепроникного шару (або від першопочаткового рівня води) до осьової лінії променя, м.

У практиці проектування променевих водозаборів можна користуватися також іншими емпіричними залежностями, яких багато, за умови, що вони отримані для подібних гідрогеологічних умов.

Тема №15. Особливості водозаборів інфільтраційного типу

Водозабори інфільтраційного типу передбачаються для забору води з підруслового потоку. Такий потік створюється при насиченні водоносних порід русла ріки річковою і ґрунтовою водою.

Особливістю цього типу водозаборів являється те, що головним джерелом, яке живить їх, являється річка. При цьому річкова вода попередньо фільтрується через шар водопроникної породи. Це при значних швидкостях фільтрації може привести до замулювання русла ріки. Тісний гідравлічний зв'язок руслового і підруслового потоків впливає на витрату водозаборів.

Використання водозаборів інфільтраційного типу характеризується тим, що:

- а) одержана вода майже повністю вільна від завислих речовин;
- б) значно підвищуються санітарні якості води;
- в) виключаються утруднення, які пов'язані з забором води з шугоносних рік;
- г) такі водозабори дозволяють забирати воду з мілких рік і рік з нестійким руслом.

В якості інфільтраційних водозаборів можуть використовуватись всі типи підземних водозаборів, які були розглянуті раніше. Особливістю їх являється тільки те, що вони споруджуються безпосередньо біля джерела або навіть під його дном (рис. 98).

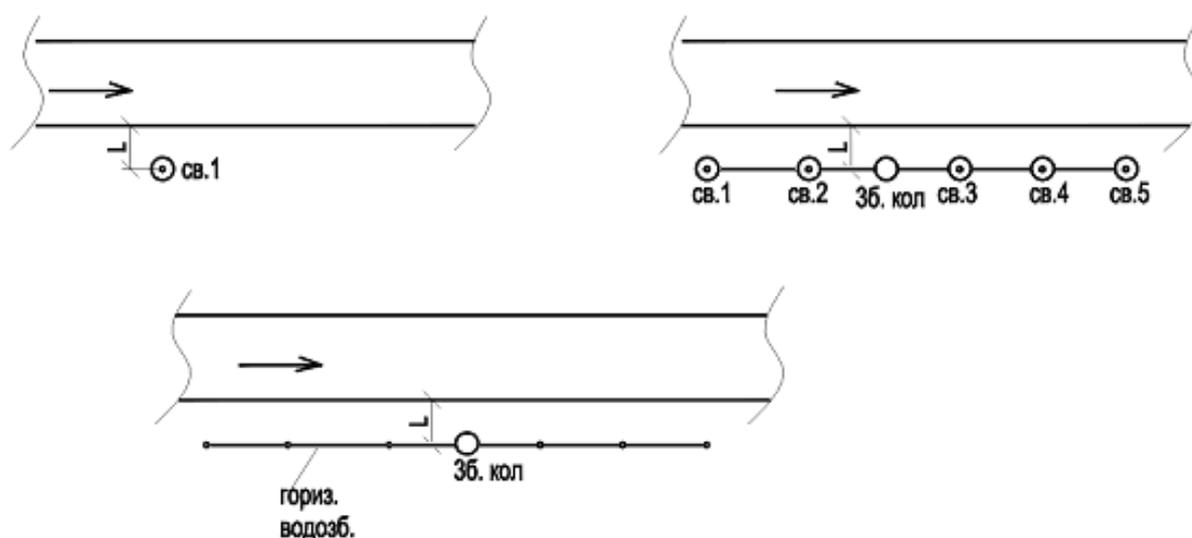


Рисунок 98 – Водозабори інфільтраційного типу

Інфільтраційні водозабори надійні в експлуатації і можуть працювати довгий період практично без зміни дебіту або з його незначним зменшенням.

Проте бувають і випадки помітного зниження продуктивності окремих інфільтраційних водозаборів в процесі їх експлуатації в порівнянні з першопочатковою, що являється їх суттєвим недоліком. До основних причин зменшення дебіту інфільтраційних водозаборів слід віднести: кольматацію русла ріки або дна водоему в місці розміщення водозаборів; зміна фільтруючої можливості променів при забиванні їх щілин зернами водоносної породи, заростання солями кальцію, заліза, марганцю і ін. хімічними сполуками; зниження статичного рівня води або напору водоносного пласта, а також зниження рівня води в ріках і водоемах, які живлять водозабори.

Для боротьби з кольматацією фільтруючої поверхні проводять ряд заходів, які спрямовані на зменшення вірогідності таких процесів.

Якщо основною метою при заборі води з річки являється боротьба з великою каламутністю та шугольодовими утрудненнями, то влаштовують річкові водозабори, у яких вода забирається з річки через дірчасту трубу, закладену в алювіальних відкладеннях. При цьому можуть бути два способи забору води (рис. 99).

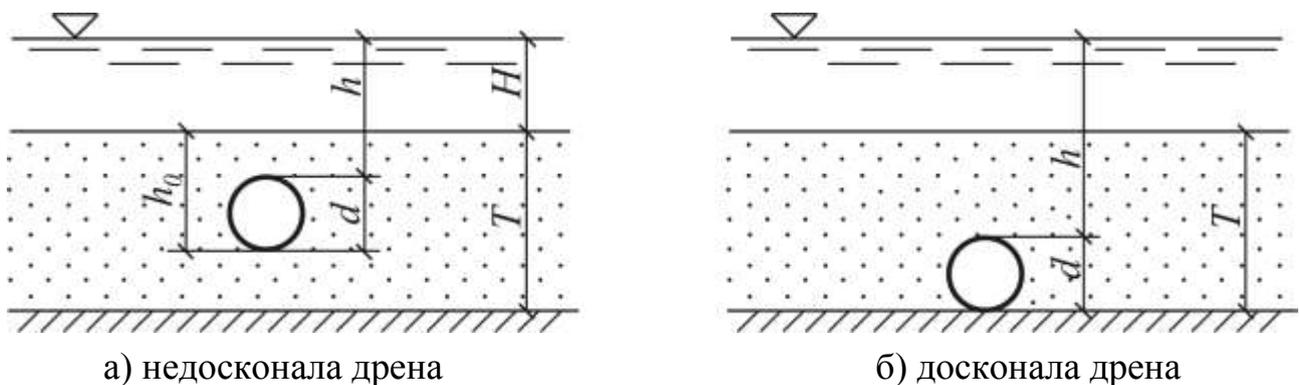


Рисунок 99 – Схеми під руслових водозаборів

Притік води до підрусового водозабору визначають за формулою В.І. Аравіна і С.Н. Нумерова

$$Q = K_{\phi} L q_{nut} ,$$

де K_{ϕ} – коефіцієнт вертикальної фільтрації, який приймається як середньозважений для двох шарів – верхнього, що сильно замулюється ($\approx 0,5\text{м}$) і нижнього природного ґрунту;

q_{nut} – питомий притік, який для недосконалого водозабору з неглибоким заляганням водонепроникного шару буде

$$q_{i\delta\delta} = \frac{h}{0,37 \lg \left[\operatorname{tg} \frac{\pi}{8} \cdot \frac{4h-d}{T} \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{8} \cdot \frac{d}{T} \right) \right]}.$$

При глибокому заляганні водоупору ($T \rightarrow \infty$)

$$q_{i\delta\delta} = \frac{h}{0,37 \lg 4^{h/d} - 1}.$$

Для вод руслового водозабору з водоприймальною частиною, яка розміщена на підшві водоносного шару

$$q_{i\delta\delta} = \frac{h}{0,73 \lg \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{8} \cdot \frac{d}{T} \right)}.$$

Горизонтальні водозбори, які розміщені поблизу ріки впродовж лінії урізу води і які живляться інфільтраційними водами, необхідно розраховувати за формулами, що враховують надходження води з поверхневого джерела в експлуатуємий пласт:

- при водозборі значної довжини ($2l \gg R=L$)

$$Q = \frac{2l \hat{E}_{\delta} m S}{L + \frac{1}{f} + \varepsilon_{\delta}},$$

ε_{ϕ} – коефіцієнт, який враховує фільтраційний опір, що визивається недосконалістю розкриття водоносного пласту;

- при водозборі невеликої (обмеженої) довжини ($2l \leq R \approx L$)

$$Q = \frac{2\pi K_{\phi} m S}{\ln \sqrt{1 + \frac{2L}{l} + \frac{2L}{l} \operatorname{arctg} \frac{1}{2L} + \frac{\pi}{lf} + \varepsilon_0}},$$

де f – коефіцієнт, який враховує додатковий опір рухові води з відкритого джерела до водозбору, в зв'язку з кольматацією (замулюванням) і неоднорідністю руслових відкладень,

$$f = \frac{\hat{E}_{\delta_1} m_1}{\hat{E}_{\delta} m} \sqrt{\frac{\hat{E}_{\delta_0}}{\hat{E}_{\delta_1} m_1 m_0}},$$

де K_{ϕ} і m_0 – коефіцієнт фільтрації і потужність експлуатаційного шару в руслі,

$K_{\phi 1}$, m_1 , K_{ϕ} і m – коефіцієнти фільтрації і потужності пластів відповідно русла і берега.

При односторонньому притоці води до водозбору його продуктивність зменшується в 2 рази при тій же довжині водоприймальної частини. Якщо водоприймальна частина має довжину до 30÷50м, продуктивність його можна визначити за формулою Форхгеймера

$$Q = 1.36 K_{\phi} \frac{h_c^2 - h_g^2}{\operatorname{lg} \frac{R}{0.25L}}.$$

Тема №16. Штучне поповнення запасів підземних вод

Використання підземних вод, які залягають на невеликій глибині від поверхні землі, для господарсько-питного водопостачання являється більш раціональним, ніж використання для цих цілей вод поверхневих джерел. Але їх запаси обмежені. Тому іноді застосовують штучне поповнення запасів підземних вод, для чого використовують поверхневі води річок, водосховищ, озер, каналів, а іноді шахтні і дренажні води, води оборотних систем водопостачання промислових підприємств і т.п.

За характером впливу на баланс підземних вод розрізняють такі способи:

- збільшення його приходної частини;
- зменшення його витратної частини.

За ступенем впливу на баланс підземних вод розрізняють:

- способи зосередженого інтенсивного впливу (інфільтрація за допомогою басейнів, ставків поглинаючих свердловин і т.п.);
- способи, які розраховані на тривалий вплив на значних площах (снігозатримання, зрошення, регулювання стоку і т.п.).

За цільовим призначенням методи штучного поповнення можуть бути прямими і побічними..

За технічним здійсненням виділяють 2 способи штучного поповнення запасів підземних вод:

- *поверхнева інфільтрація* сирієї води,
- *внутрішньогрунтова інфільтрація*.

Згідно з цими методами інфільтраційні споруди систем штучного поповнення діляться на 2 типи:

- *відкриті* (басейни, ставки, канали і т.п. (рис. 100),
- *закриті* (свердловини, колодязі, галереї).



Рисунок 100 – Схема відкритих басейнів

Інфільтраційні басейни влаштовують без завантаження дна, якщо їх дно складено пісками, або з пісчаним і гравійним завантаженням дна, якщо басейни влаштовуються в гравійно-галькових відкладеннях.

Для подачі води в басейни використовують:

- один або два водовипуски, які розміщуються в середині повздожнього або торцевого схилу;
- аераційні каскади, які розміщуються рівномірно по площі басейну.

Інфільтраційні басейни експлуатуються в двох режимах:

- з постійною подачею води в басейн, коли $Q_0 = const$,
- з постійним рівнем води в басейні, коли $H_0 = const$.

При першому режимі в басейн впродовж всього робочого періоду подається постійна витрата води. При цьому рівень води в ньому повільно підіймається внаслідок зменшення фільтруючої можливості до свого максимуму H_{max} в кінці робочого періоду.

При другому режимі в басейн спочатку подають максимальну витрату, яка забезпечує одержання розрахункового рівня води. Цей рівень підтримується на протязі всього циклу за рахунок зниження подачі.

Період роботи басейну визначається *тривалістю фільтроциклу*

$$T = t_1 + t_2 + t_3 ,$$

де t_1 – робочий період,

t_2 – період спорожнення,

t_3 – період чистки.

В якості закритих інфільтраційних споруд використовуються *свердловини, шахтні колодязі, шурфи, горизонтальні трубчасті дрени, галереї* і т.п. Частіше всього використовують свердловини, які за призначенням і умовами експлуатації можна розділити на три типи:

- *поглинаючі,*
- *дренажно-поглинаючі,*
- *подвійного призначення.*

Поглинаючі свердловини подають воду безпосередньо в експлуатаційний пласт і можуть працювати як в режимі *самопоглинання* при самопливній подачі води, так і в режимі *примусової закачки*. Використовують їх не тільки для поповнення запасів підземних вод, але і для створення гідравлічних бар'єрів, які запобігають притоку морських та інших недоброякісних вод в водоносні горизонти, які експлуатуються. Споруджують їх великого діаметру з встановленням фільтрів з антикорозійних металів і влаштуванням гравійної обсіпки.

Дренажно-поглинаючі свердловини (рис. 101) приймають воду верхнього водоносного горизонту і подають її в нижчий, передбачений для експлуатації, водоносний пласт. Ці колодязі мають фільтри в двох горизонтах. Для покращення перетоку води з одного горизонту в другий гравійна обсіпка може влаштовуватися не тільки в місцях установки фільтрів, але і в межах водонепроникаючої частини.

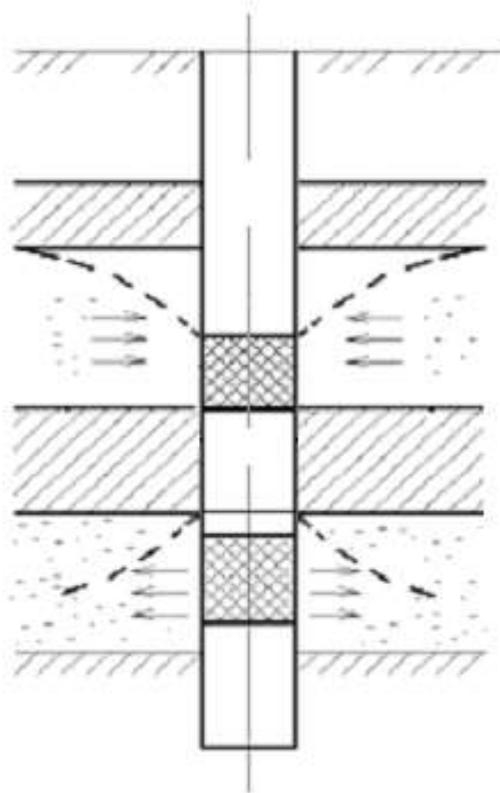


Рисунок 101 – Дренажно-поглинаюча свердловина

Свердловини подвійного призначення працюють як поглинаючі, так і водозабірні. Використовують їх звичайно в системах водопостачання, які вимагають дублювання джерел водопостачання або при значних коливаннях

підземних вод. В один період вони працюють як *поглиначі*, а в другий – як *водозабірні*.

Поглинаючі колодязі працюють звичайно в режимі постійної витрати, а дренажно-поглинаючі – в режимі постійного напору.

При розрахунках інфільтраційних басейнів встановлюють швидкість інфільтрації або фільтраційну витрату, яку необхідно подати в водоносний пласт за фільтроцикл. Практичні розрахунки фільтрації з басейнів в системах штучного поповнення запасів підземних вод для господарсько-питного водопостачання виконують з врахуванням опору інфільтрації води з басейну, який визивається утворенням на поверхні дна плівки.

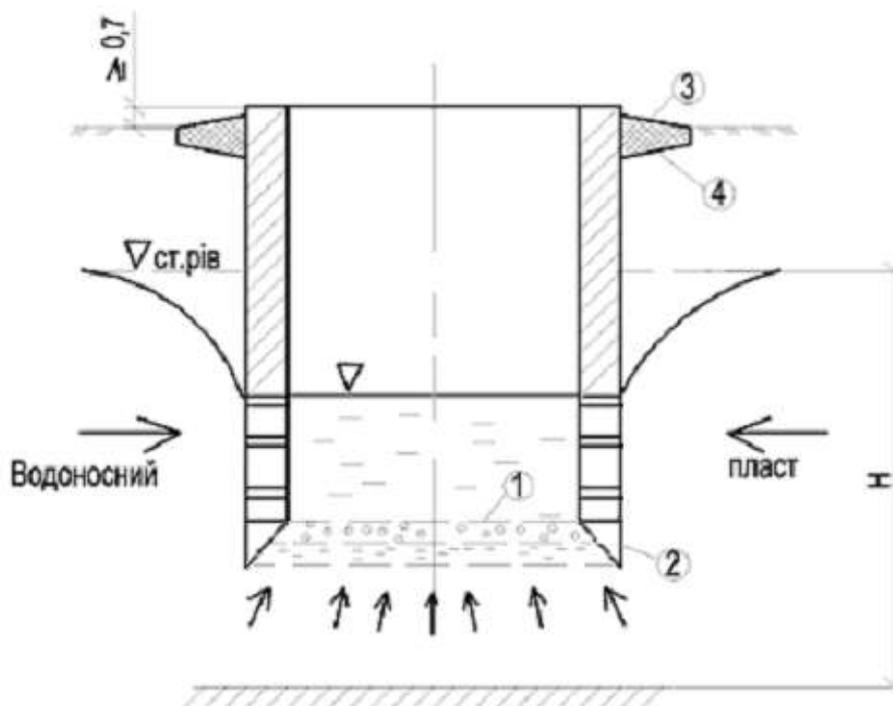
Поглинаючі свердловини розраховують за тими ж формулами, що і свердловини, які приймають воду з водоносного пласта, але при цьому враховують, що положення динамічного рівня води в колодязі буде вище його статичного рівня, а крива впливу має форму зворотно до кривої депресії звичайної свердловини.

На практиці розрахунок поглинаючих колодязів, працюючих в режимі постійної подачі (при $Q=const$), заключається в визначенні напору H , необхідного для закачки заданої витрати Q в водоносний пласт. Розрахунок поглинаючих колодязів, які працюють в режимі постійного напору ($H=const$), і дренажно-поглинаючих колодязів заключається в визначенні можливої подачі води в водоносний пласт Q при цьому напорі з врахуванням його зменшення на величину внутрішнього опору.

Тема №17. Шахтні колодязі, їх конструкція.
Схеми водозаборів з використанням шахтних колодязів.

Шахтні колодязі частіше всього використовують для одержання води з безнапірних водоносних пластів (рідко зі слабонапірних вод), які залягають відносно неглибоко (не більше 20м). Прийом води шахтними колодязями здійснюється через дно і стінки (рис. 102). Для централізованого водопостачання вони використовуються рідко тому, що для таких витрат вони не економічні.

Шахтні колодязі бувають кам'яними (з цегли чи бутового каменю), бетонними, залізобетонними і дерев'яними. При невеликому діаметрі колодязів їх можна робити із збірних залізобетонних кілець.



1 – зворотний фільтр; 2 – ніж; 3 – вимощення; 4 – глиняний замок.

Рисунок 102 – Шахтний колодязь

В стінках колодязя в межах водоносного пласта можуть влаштовуватись отвори для збільшення припливу води в колодязь. Цими отворами в залежності від конструкції стінки можуть служити щілини в бутовій або цегляній кладці або спеціальні отвори, які виконуються в бетонних стінках. Діаметр шахтного колодязя звичайно не перевищує 3...4м. При більших розрахункових діаметрах більш доцільним буває збільшення кількості колодязів. При облаштуванні кількох колодязів їх розміщують в одну лінію, яка влаштовується

перпендикулярно напрямку ґрунтового потоку, і з'єднують між собою сифонними (іноді самопливними) трубами. Відбір води здійснюється із збірного колодезя, який іноді одночасно використовується і для прийому води з ґрунту. З цього колодезя вода забирається насосами.

Завдяки значним розмірам збірних шахтних колодезів в них іноді можна розмістити і насосне обладнання.

Всякий шахтний колодезь повинен бути піднятим не менше, ніж на 0,7м вище поверхні землі. Навколо колодезя у поверхні землі виконують глиняний замок на глибину 1,5...2м і довжиною по радіусу біля 2м (вимощення для виключення попадання в колодезь атмосферних вод).

Конструкції і обладнання колодезів дуже різноманітні. Для їх улаштування використовують залізобетонні кільця без фільтру або з фільтром.

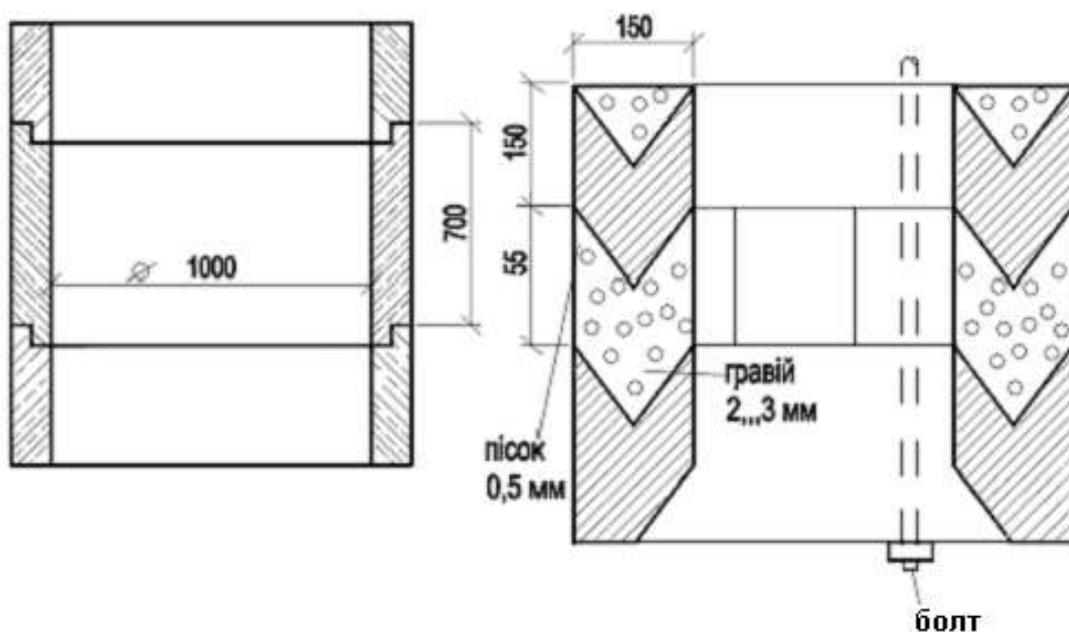


Рисунок 103 – Конструкція елементів шахтних колодезів

В сільських місцевостях широке використання одержали дерев'яні шахтні колодезі квадратні в плані розміром (1x1м)...(1,4x1,4м). Для їх улаштування використовуються колоди $d=14...18$ см, які стесані з внутрішньої сторони, або пластини і колоди $d=20...22$ см. Будівництво колодезів ведеться часто опускним методом з використанням грейферів для розробки ґрунту.

Розрахунок шахтних колодезів заключається в визначенні (шляхом підбору) діаметру і числа колодезів по заданій витраті і в перевірці дебіта колодезя при наміченому діаметрі і допустимій або бажаній глибині зниження рівня води.

Для визначення дебіту шахтних колодязів, які приймають воду через дно з безнапірного водоносного пласту, існує ряд формул, які дають приблизне рішення.

Якщо відстань T від дна колодязя до підстилаючого водоупору більша діаметру (внутрішнього) колодязя D ($T > 2r$), то приплив води до колодязя можна визначити за формулою В. Д. Бабушкіна

$$Q = \frac{2\pi K_{\phi} S r}{\frac{\pi}{2} + \frac{r}{T} \left(1 + 1,181 \lg \frac{R}{4H}\right)},$$

де K_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації,

$r = D/2$ – внутрішній радіус колодязя,

H – потужність водоносного пласта,

T – відстань від дна колодязя до підстилаючого водоупору,

S – зниження рівня води при відкачці.

При $H > 10$ м і при $R/H < 10$ можна користуватися формулою Форхгеймера

$$Q = 4K_{\phi} S r.$$

Задаючись величиною радіусу колодязя і визначаючи за приведеними формулами дебіт при допустимих для даних умов глибинах зниження, можна судити про достатність цього дебіту, а отже і про прийнятий діаметр колодязя. При перших прикидках може статися так, що для одержання необхідної витрати води величина S повинна бути такою великою, що не може бути допустимою при наявній потужності водоносного пласта або вимагатиме значного збільшення глибини колодязя. В цих випадках приймається більший діаметр колодязя або збільшується кількість колодязів.

В колодязі повинен зберігатися шар води 1...2 м. Цей запас води не повинен бути великим тому, що можливий застій, а крім того, його рівень повинен бути під динамічним рівнем води.

Розрахункові швидкості припливу в шахтний колодязь в залежності від характеру порід можна визначити за формулою С. К. Абрамова

$$V_{\phi} = 65 \sqrt[3]{\hat{E}_{\phi}}.$$

При фільтрації через дно колодязя розрахунковий дебіт буде

$$Q = 0,785 D^2 \cdot V_{\phi}.$$

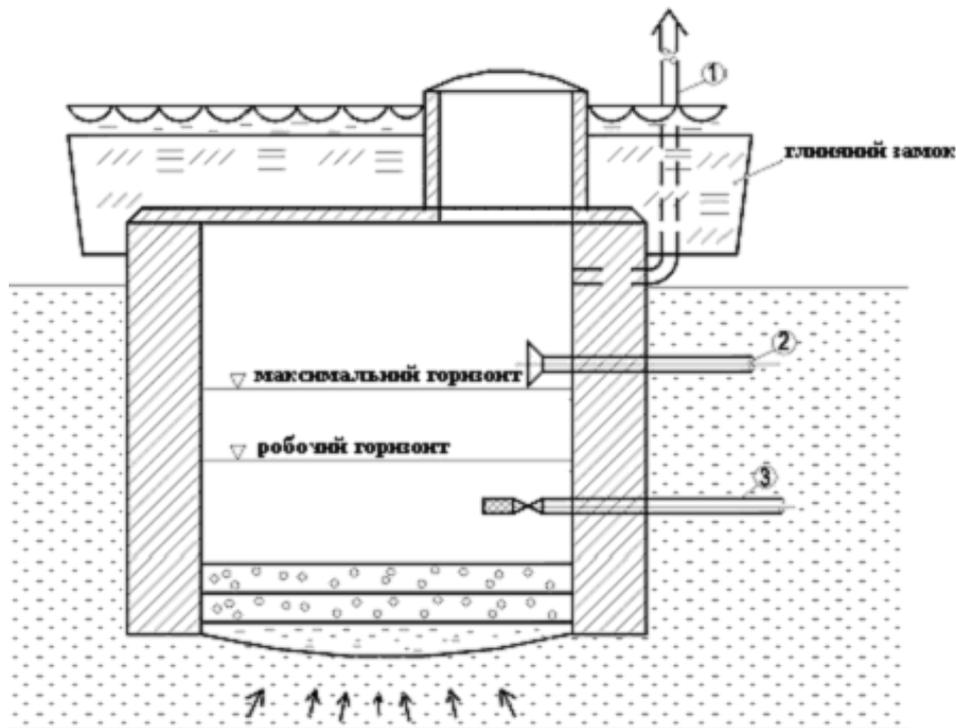
З цієї формули можна визначити діаметр колодязя.

Тема №18. Каптаж висхідних і нисхідних джерел

В природних умовах виходи підземних вод на денну поверхню проявляються у вигляді *нисхідних і висхідних* джерел. Це спостерігається на схилах ярів, балок і річкових долин, де виклинюються водоносні пласти.

Споруди для забору джерельних вод називаються *каптажними або каптажами*.

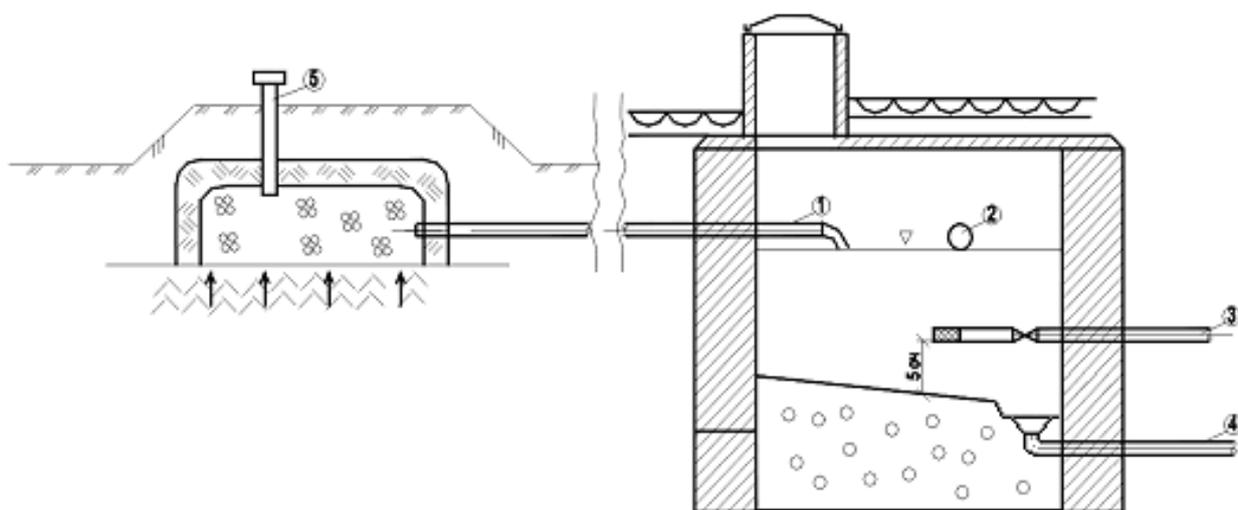
При зосередженому виході підземних вод каптажну споруду будують у вигляді камери (колодязя) над виходом висхідного або нисхідного джерела. З *висхідних джерел* приплив води здійснюється відповідно до її руху знизу вгору через *дно каптажної споруди*, на якому влаштовують зворотний фільтр.



- 1 – вентиляційна труба,
- 2 – переливна труба,
- 3 – водорозбірна труба.

Рисунок 104 – Каптаж висхідного джерела

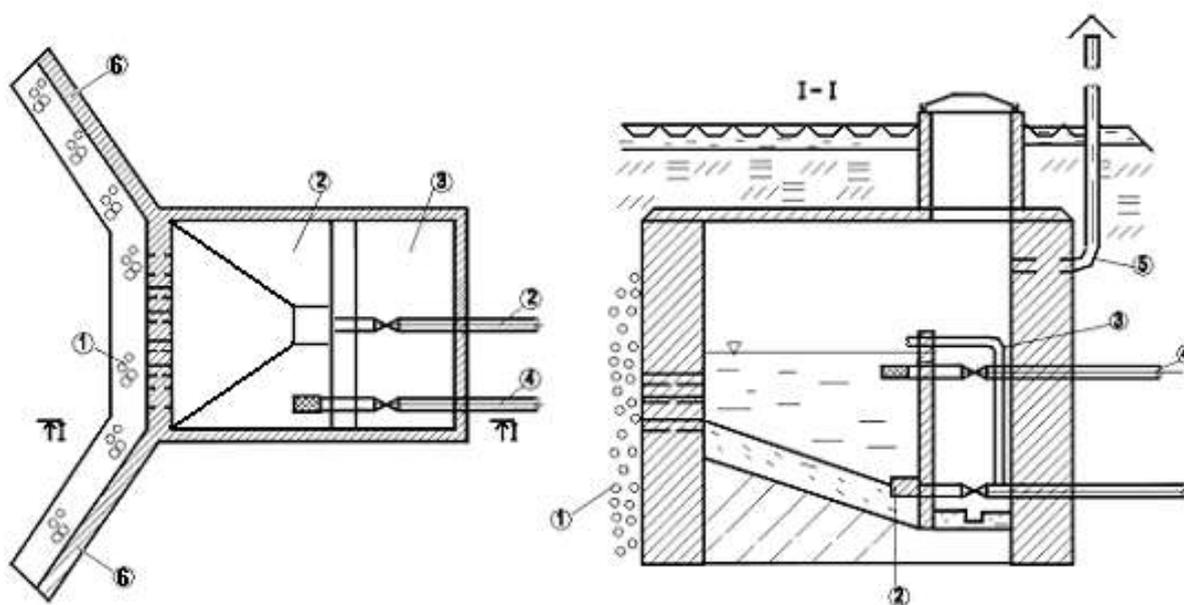
В усіх видах споруд для збору джерельної води повинна бути виключена можливість створення підпору для води, яка виходить з ґрунту. Створення штучного підпору призведе до зниження дебіту джерела і може привести до відходу джерела від колодязя. Можлива також конструкція, яка складається з двох частин (рис. 105).



- 1 – збірна труба, 2 – переливна труба,
 3 – водорозбірна труба, 4 – грязьова труба,
 5 – вентиляційна труба.

Рисунок 105 – Каптаж висхідного джерела із двох частин

При використанні нисхідних джерел каптаж врізають у схил місцевості для прийняття води крізь його стінку з боку надходження води, в якій передбачаються відповідні отвори. Перед цими отворами влаштовують зворотний фільтр.



- 1 – зворотний фільтр, 2 – грязьова труба,
 3 – переливна труба, 4 – водорозбірна труба,
 5 – вентиляційна труба, 6 – барражні стінки.

Рисунок 106 – Каптаж нисхідного джерела з барражними стінками

Тема №19. Санітарна охорона джерел водопостачання

1. Склад зон санітарної охорони.
2. Межі зон санітарної охорони поверхневих джерел.
3. Особливості організації зон санітарної охорони підземних джерел.

Санітарна охорона джерел водопостачання має на меті:

- забезпечення населення доброякісною водою для господарсько-питних потреб в достатній кількості;
- встановлення умов і проведення заходів, які дають змогу використовувати водоймища для господарсько-питних цілей;
- запобігання забрудненню джерел водопостачання;
- здійснення охорони всіх водопровідних споруд від дій, які можуть шкідливо позначитися на якості і кількості води, що подається населенню.

Вимоги до якості питної води визначаються *ГОСТом 2874-82 “Вода питъевая”*, а джерела водопостачання повинні задовольняти вимогам *ДСТУ 4808:2007 “Джерела централізованого питного водопостачання. Гігієнічні та екологічні вимоги щодо якості води і правила вибирання”*.

Зона санітарної охорони повинна включати:

- для джерел водопостачання три пояса – *I пояс (зону суворого режиму), II і III пояси (режими обмеження)*;
- для водозабірних споруд і площадок водопровідних споруд – *I пояс (зону суворого режиму) і полосу (режим обмеження)*;
- для водоводів – *санітарно-захисну полосу*.

Зони санітарної охорони для поверхневого джерела проектується на основі санітарного і гідрологічного обстеження, для ділянок водопровідних споруд – на основі санітарного і інженерно-гідрогеологічного обстеження.

Межі території – I поясу зони санітарної охорони слід встановлювати з врахуванням умов розширення площадки водопровідних споруд або прокладки водоводів на перспективу.

Територія I поясу джерела водопостачання площадок водопровідних споруд, а також ділянок водопідводящих каналів в межах населених пунктів повинна бути огорожена забором висотою не менше 2,5м, який повинен бути

прямолінійним, без зайвих згибів і виступів. Примкнення будівель до огорожі не допускається. На воді акваторія I поясу повинна позначатися *бакенами*. На судохідних водоемах над оголовками водозаборів повинні встановлюватися *бакени з освітленням*.

На межі зони санітарної охорони водопідводячих каналів за межами населених пунктів повинні встановлюватися стовби-показчики.

Для території I поясу зони санітарної охорони передбачається *сторожова (тривожна)* сигналізація і технічні засоби. Для території II поясу джерела водопостачання, а також для зон санітарної охорони водоводів і водопідводящих каналів передбачається патрульна служба.

Межі I поясу для поверхневих джерел повинні бути:

- вверх за течією – не менше, ніж 200м від оголовку;
- вниз за течією – не менше, ніж 100м від оголовку;
- на березі, що прилягає до водозабору, - не менше, ніж 100м від лінії урізу води при найвищому її рівні;
- в напрямку від берега, що прилягає до водозабору, в бік водоймища при ширині річки або каналу менше, ніж 100м – акваторія і протилежний берег шириною 50м від лінії урізу води при найвищому її рівні, при ширині річки або каналу більше 100м – полоса акваторії шириною не менше – 100м від урізу води при літньо-осінній межені.

Межі I поясу зони санітарної охорони водосховища або озера, які використовуються як джерело водопостачання, повинні встановлюватися:

- по акваторії в усіх напрямках – не менше 100м від водозабору;
- по березі, який прилягає до водозабору, - не менше 100м від лінії урізу води при найвищому її рівні.

На водозаборах ковшового типу в межі I поясу включається вся акваторія ковша.

Межі II поясу ріки чи каналу призначаються вверх за течією, виходячи з пробігу води від межі поясу до водозабору при витраті води 95% забезпеченості в термін від 3 до 5 діб; вниз за течією – не менше 250м; бокові межі – 500м при рівнинній місцевості і 750...1000м при гористій місцевості.

Межі II поясу зони *водойми*, включаючи притоки, встановлюються від водозабору

- по акваторії у всіх напрямках на відстані 3 км при кількості вітрів до 10% в сторону водозабору і 5 км при кількості вітрів більше 10%;
- бокові мережі – від урізу води при нормальному підпорному рівні в водосховищі і в літньо-осінній межені в озері – так, як і в водоймищах.

Межі III поясу зони поверхневого джерела водопостачання повинні бути вверх і вниз за течією водотоку або в усі сторони по акваторії такими ж, як для II поясу; бокові межі – по водорозділу, але не більше 3...5 км від водотоку чи водоєму.

Територію I поясу зони санітарної охорони джерела водопостачання, ділянок водопровідних споруд обгороджують, упорядковують і озеленюють. Планування території I поясу має забезпечити відведення поверхневого стоку за межі зони. На території I поясу забороняють всі види будівництва, проживання людей, випуск стоків, купання, напування і випас худоби; забороняється прання білизни, ловля риби, застосування для рослин отрутохімікатів, органічних і деяких мінеральних добрив. Ця територія повинна мати позавідомчу охорону.

На території другого поясу забороняється: розміщувати тваринницькі ферми ближче, ніж за 300 м від межі I поясу; розташовувати стійло і випас худоби ближче, ніж за 100 м від межі I поясу. У межах приберегової смуги водоймища шириною не менше, ніж 300 м від урізу води, яка використовується, як джерело водопостачання, забороняється застосування отрутохімікатів, органічних і мінеральних добрив.

Межі I поясу зони підземного джерела водопостачання повинні встановлюватися від крайніх водозабірних споруд групового водозабору на відстані:

50 м при використанні недостатньо захищених підземних вод;

30 м при використанні захищених підземних вод.

В межі I поясу зони інфільтраційних водозаборів слід включати прибережну територію між водозабором і поверхневим джерелом водопостачання, якщо відстань між ними менше, ніж 150 м.

Для підруслових водозаборів і ділянки поверхневого джерела, яке живить інфільтраційний водозбір або яке використовується для штучного поповнення запасів підземних вод, межі I поясу встановлюються як для поверхневого джерела.

При *штучному поповненні* запасів підземних вод межі I поясу повинні встановлюватися від інфільтраційних споруд *закритого типу* (свердловин, шахтних колодязів) – 50м, відкритого типу (басейнів і т.п.) – 100м.

Межі II поясу підземного джерела водопостачання встановлюються розрахунком, який повинен враховувати час руху мікробного забруднення води до водозабору, що приймається в залежності від кліматичних районів і захищеності підземних вод від 100 до 400 діб.

Межі III поясу визначаються розрахунком, який враховує час руху *хімічного забруднення* води до водозабору і який повинен бути більшим прийнятої тривалості експлуатації водозабору, але не менше 25 років.

Для інфільтраційних водозаборів межі II і III поясів встановлюються, як і для поверхневих джерел.

При визначенні меж II і III поясів зон санітарної охорони водозаборів за критерій їх положення слід приймати:

- положення нейтральних або роздільних ліній току, якими в плані обмежується область живлення або “область захвату” водозабору;
- час руху забруднення в підземних водах до водозабору від його місця виникнення.

Положення нейтральної лінії визначається за її координатами (рис. 107).

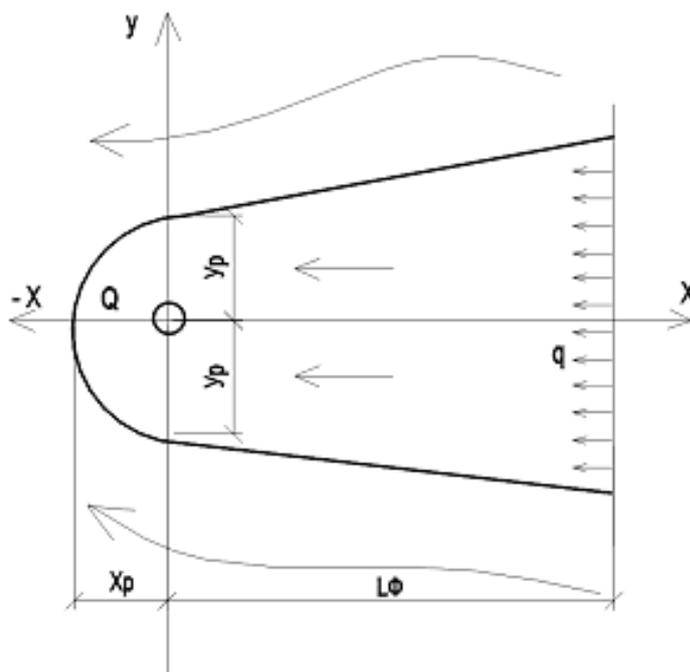


Рисунок 107 – Положення нейтральної лінії току

Координати характерних точок на нейтральні лінії току при водозаборі на віддаленні від ріки:

$$x_p = -\frac{Q}{2\pi q};$$
$$x_0=0, \quad y_0 = \pm \frac{Q}{4q};$$
$$x=\infty, \quad y_p = \pm \frac{Q}{2q},$$

де Q – витрата водозабору, м³/добу;

q – природний потік підземних вод, м²/добу.

Час руху забруднень по головній лінії току від перерізу L_ϕ до водозабору

$$t_{\hat{a}} = \frac{mn}{q} \left(L_{\hat{o}} - \tilde{\sigma}_p \ln \left| \frac{x_p}{L_{\hat{o}} - x_p} \right| \right),$$

де m – потужність водоносного пласта,

n – активна пористість,

x_p, y_p – координати характерних точок.

Якщо свердловина знаходиться недалеко від ріки, то відповідні формули повинні враховувати реальну відстань від неї (ВНИИ Водгео Госстроя СССР. Руководство по проектированию сооружений для забора подземных вод, М.: Стройиздат – 1978).

Контроль за утриманням зон санітарної охорони джерел водопостачання та водозабірних споруд покладається на органи Державного санітарного надзору.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Айрапетян Т. С. Зворотні і безстічні системи водопостачання промислових підприємств : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 150 с. URL : <https://core.ac.uk/download/pdf/132273063.pdf>.
2. Благодарна Г. І., Гуцал І. О. Водопостачання та водовідведення : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2009. 110 с. URL: https://eprints.kname.edu.ua/16158/1/2009_%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82_%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B9_%D0%92%D0%92%2C_%D0%9F%D0%93%D0%A1_3_%D0%BF%D0%B5%D1%87.%D0%B2%D0%B0%D1%80.2009.pdf.
3. Brentan B., Campbell E., Meirelles G. Social Network Community Detection for DMA Creation: Criteria Analysis through Multilevel Optimization. *Mathematical Problems in Engineering*. Vol. 1. 2017. URL : doi.org/10.1155/2017/9053238.
4. Gençoğlu G. Minimizing Excess Pressures by Optimal Valve Location and Opening Determination in Water Distribution Networks. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 186. P. 319–326. URL: <https://open.metu.edu.tr/handle/11511/40595>.
5. Гіроль М.М., Проценко С.Б., Ткачук О.А., Семчук Г.М. Стан водопостачання та водовідведення в Україні. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2005 р. №19. С. 3–9.
6. ДСТУ Н.Б.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ, 2011. 123 с. (Інформація та документація). URL: <https://geodez.com.ua/pdf/dstu-n-b-v.1.1-27-2010.pdf/>.
7. ДСТУ 3008 – 2015. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення. [На заміну ДСТУ 3008-95; чинний від 2017-07-01]. Вид. офіц. Київ, 2015. 31 с. (Інформація та документація).
8. ДСТУ 8302 – 2015. Бібліографічне посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01]. Вид. офіц. Київ, 2016. 37 с. (Інформація та документація).
9. ДСТУ БА. 2.4 – 2009. Умовні графічні зображення і позначки елементів санітарно-технічних систем. [На заміну ДСТУ БА 2.4-4-99, чинний від.2009-01-24]. Вид. офіц. Київ, 2009, 55с. (Інформація та документація). URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2932/1/nd164%20zah.pdf>
10. Добровольська О. Г, Сокольник В. І. Про оперативність ліквідації витоків на водопровідних мережах. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2018. № 10. С. 50–57. URL: <http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/issue/view/11/10>.
11. Добровольська О. Г. Оцінка ефективності використання пластмасових трубопроводів для реконструкції міських водопровідних мереж. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2022. № 17. С. 31–39. URL: <https://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/article/view/830/794>.
12. Дмитрієв А. Ф. Гідротехнічні споруди : підручник. Рівне : Вид-во Рівненського держ. техн. ун-ту, 1999. 328с.

13. Душкін С. С. Ресурсозберігаючі технології водопровідно-каналізаційного господарства : конспект лекцій. Харків : ХНУГХ, 2016. 92 с. URL: https://eprints.kname.edu.ua/44460/1/2014%2038%D0%9B%20%D0%A0%D0%B5%D1%81%D0%A1%D0%B1%D0%B5%D1%80%D0%A2%D0%B5%D1%85%D0%BD%D0%92%D0%9A%2038%D0%9B_2014_%D1%87%D0%B8%D1%81%D1%82%D0%BE%D0%B2%D0%B8%D0%BA.pdf.
15. Liu G. Potential impacts of changing supply-water quality on drinking water distribution. A review *Water Research*. 2017. Vol. 116. P. 135–148. URL: <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/28329709/>.
16. Мешкова-Клименко Н. А., Косогіна І. В Толстопалова Н. М. Технологія та обладнання одержання питної та технічної води : конспект лекцій. Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2018. 141 с. URL: <http://tnr.kpi.ua/images/Methodichki/OSV.pdf>.
18. Новохатній В. Г. Надійність водопостачання малих населених пунктів : навч. посіб. Полтава : ПНТУ, 2019. 102 с. URL: <http://reposit.nupp.edu.ua/bitstream/PoltNTU/6673/1/16135.pdf>.
19. Орлова А. М. Водопідготовка : інтерактивний комплекс навчально-методичного забезпечення. Рівне : НУВГП, 2009. 182 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/2714/1/3.%20Vodopodgot%20zah.pdf>.
20. Ткачук О. А. Удосконалення систем подачі і розподілення води населених пунктів. Рівне : НУВГП, 2008. 301с.
21. Ткачук О. А. Міське господарство : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2018. 244 с. URL: https://ep3.nuwm.edu.ua/view/creators/Tkachuk=3AO=2E_A=2E=3A=3A.html.
22. Trębicka A. Modeling of water distribution system parameters and their particular importance in environment engineering processes. *Ecological Engineering*. 2016. Vol. 47. P. 47–53. URL: <http://www.ecoet.com/MODELOWANIE-PARAMETROW-SYSTEMU-DYSTRYBUCJI-WODY-I-ICH-SZCZEGOLNE-ZNACZENIE-W-PROCESACH-INZYNIERII-SRODOWISKA,62846,0,2.html>.
23. Тугай А. М. Водопостачання. Водозабірні споруди : підручник. Київ : Вища школа, 1984. 196 с.
24. Українець М. О., Сокольник В. І. Водопровідні мережі : навч.-метод. посіб. Запоріжжя: ЗДІА, 2009, 298 с.
25. Хлапук М. М., Шинкарук Л. А., Дим'янюк А. В., Дмитрієва О. А. Гідротехнічні споруди : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2013. 241 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/1758/1/735116%20zah.pdf>.

26. Шевченко Т. О., Ярошенко Ю. В. Насосні та повітродувні станції : навч. посіб. Харків : Нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ, 2017. 195 с. URL: <https://core.ac.uk/reader/33755331>.

Рекомендована література

Основна:

27. Айрапетян Т. С. Міські інженерні мережі : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 97 с. URL: <https://core.ac.uk/download/95312968.pdf>.

28. Анісімова С. В. Водопостачання, водовідведення та покращення якості води. Ч. I. Водопостачання населених пунктів і промислових підприємств : конспект лекцій. Харків : ХНАДУ, 2017. 56 с. URL: https://dl.khadi.kharkov.ua/pluginfile.php/41635/mod_resource/content/2/%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82%D0%92%D0%92%D0%9F%D0%AF%D0%92%20%D0%86%20%D1%87%D0%B0%D1%81%D1%82%D0%B8%D0%BD%D0%B0.pdf

29. Душкін С. С., Коваленко О. М., Благодарна Г. І. Експлуатація і ремонт водопровідно-каналізаційних систем : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ, 2017. 165 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/40512/1/2013%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%2017%20%D0%9B%20%D0%94%D0%B5%D0%B3%D1%82%D1%8F%D1%80%20%D0%9C.%20%D0%BD%D0%B0%D0%B4%D1%96%D0%B9%D0%BD%D1%96%D1%81%D1%82%D1%8C.pdf>.

30. Кравченко В. С., Проценко С. Б., Кравченко Н. В. Розрахунок систем інженерного обладнання будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2017. 495 с.

31. Сашко В. О., Терещенко Т. М. Водопостачання : навч. посіб. Київ : Ресурсний центр ГУРТ, 2019 рік. 114 с. URL: <https://mon.gov.ua/storage/app/media/news/%D0%9D%D0%BE%D0%B2%D0%B8%D0%BD%D0%B8/2020/04/28/4vodopostachannya.pdf>.

Додаткова:

32. Баладінський В. Л., Лівінський О. М., Хмара Л. А. Будівельна техніка : навч. посіб. для студентів вузів. Київ : Либідь, 2001. 368 с.

33. Cheryl Jakab. Water Supply. Mankato, Minn : SmartAppleMedia. 2010. 32 p. URL: <https://archive.org/details/watersupply0000jaka/page/n1/mode/2up>.

34. Jones Garr M., Sanks Robert L. Pumping Station Design. Butterworth Heinemann : 2008. 1104 p. URL: <https://www.elsevier.com/books/pumping-station-design/jones-pe-dee/978-1-85617-513-5>.

35. Деркач І. Л. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2006. 97 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/9109/1/Навчпос-1.pdf>.

36. Орлов В. О., Шадура В. Л. Міські інженерні мережі та споруди : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2011. 200 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2174/1/719583%20zah.pdf>.

37. Кравченко В. С. Водопостачання та каналізація : підручник. Київ : Кондор, 2009. 288 с. URL: http://pdf.lib.vntu.edu.ua/books/2016/Kravch_2009_288.pdf.
38. Линник І. Е., Завальний О. В. Проектування міських територій : підручник : [у 2 ч.]. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч. 2. 544 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/55301/1/2018%201%D0%9F%20%D1%872.pdf>.
39. Лушкін В. А., Абраменко І. Г., Барбашов І. В. Загальна характеристика та розрахунок режимів розподільних мереж : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2013. 193 с. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/28603/1/2011%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%20%D0%9D.pdf>.
40. Malcom J Brandt. Twortswatersupply. Cambridge, MA : Elsevier, 2017. 968 p. URL: https://www.worldcat.org/title/tworts-water-supply/oclc/1136476878&referer=brief_results.
41. Сіденко.Т. А. Водопостачання та водовідведення : анот. бібліогр. покажч. Чернігів : НБ ЧНТУ, 2017. 24 с. URL: [http://library2.stu.cn.ua/Files/downloadcenter/%D0%92%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%BF%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%B0%D1%87%D0%B0%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20%D1%82%D0%B0%20%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%B2%D1%96%D0%B4%D0%B2%D0%B5%D0%B4%D0%B5%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20\(2\).pdf](http://library2.stu.cn.ua/Files/downloadcenter/%D0%92%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%BF%D0%BE%D1%81%D1%82%D0%B0%D1%87%D0%B0%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20%D1%82%D0%B0%20%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BE%D0%B2%D1%96%D0%B4%D0%B2%D0%B5%D0%B4%D0%B5%D0%BD%D0%BD%D1%8F%20(2).pdf).
42. Ткачук О. А, Шадур В. О. Водопровідні мережі : навч.посіб. Рівне : НУВПП, 2010. 148 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/5163/1/V83.pdf>.
43. Ткачук О. А. Системи подачі та розподілення населених пунктів : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2011. 273 с.
44. Ткачук О. А. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2015. 412 с. URL: http://ep3.nuwm.edu.ua/3674/1/%D0%9C%D0%86%D0%9C_%D0%A2%D0%BA%D0%B0%D1%87%D1%83%D0%BA_%D0%92%20%D0%B7%D0%B0%D1%85.pdf.
45. Тугай А. М., Орлов В. О. Водопостачання : підручник. Київ : Знання, 2008. 735 с. URL: http://pdf.lib.vntu.edu.ua/books/2016/Tugaj_2009_735.pdf.
46. Шадур В. О., Мартинов С. Ю., Орлов В. О. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2010. 102 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/5164/1/V82.pdf>.
- Інформаційні джерела:**
47. Електронний курс «Водопровідні мережі». Система електронного забезпечення ЗНУ. URL: <https://moodle.znu.edu.ua/course/view.php?id=12885/>
48. Водний кодекс України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/213/95-%D0%B2%D1%80#Text>.

50. ДБНВ.2.5 – 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 172 с. URL: www.minregion.gov.ua/.../DBN_V.2.5-74_2013.
51. ДБН В.2.5 – 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди: Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 219 с. URL : <https://armis.com.ua/docs/dbn/102.1.-DBN-V.2.5-75-2013-Kanalizatsiya-Zovnishnimerezhi.pdf>.
52. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 172 с. (Інформація та документація). URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-1018>.
53. ДБН В.2.5-20:2018 Газопостачання. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 128 с. (Інформація та документація). URL: https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/04/DBN-V2520-18_Gas.pdf.
54. ДБН 2.5.39: 2008. Інженерне обладнання будівель. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі. [Чинний від 2009-01-07]. Вид. офіц. Київ, 2009. 83 с. URL: https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/04/DBN_V.2.5_39_2008.pdf.
55. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2005-09-28]. Вид. офіц. Київ, 2005. 76 с. (Інформація та документація). URL: <https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/11/DBN-V.2.2-15-2005.pdf>.
56. ДБН В.2.5 – 64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Ч. I. Проектування. Ч. II. Будівництво. [Чинний від 2013-03-01]. Вид. офіц. Київ, 2013, 113с. (Інформація та документація). URL: https://www.minregion.gov.ua/wpcontent/uploads/2018/12/ZM_DBN_V2564.pdf.
57. ДБН 2.5 – 39: 2008. Інженерне обладнання будівель. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі. [Чинний від 2009-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінірегіон України, 2009. 83 с. (Інформація та документація). URL: https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2016/04/DBN_V.2.5_39_2008.pdf.
58. ДСанПіН 2.2.4-171-10. Державні санітарні норми та правила «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною». [Чинний від 2010-05-12]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2010. 35 с. (Інформація та документація). URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/sanpin/dsanpin_2_2_4_171_10/25-1-0-1180.
59. ДСТУ 7525:2014 Національний стандарт України. Вода питна. Вимоги та контролювання якості. [Чинний від 2015-02-01]. Вид. офіц. Київ, 2014. 26 с. URL: [www.http://iccwc.org.ua/docs/dstu_7525_2014.pdf](http://iccwc.org.ua/docs/dstu_7525_2014.pdf).

Навчальне видання
(українською мовою)

Добровольська Оксана Григорівна

ВОДОЗАБІРНІ БУДІВЕЛЬНІ ОБ'ЄКТИ

Конспект лекцій
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної
програми
«Міські інженерні мережі», "Міське будівництво та господарство",
"Промислове та цивільне будівництво"

Рецензенти: *В. А. Банах, Є.А. Манідіна*

Відповідальний за випуск *А. В. Банах*

Коректор *О. Г. Добровольська*