

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

ФАКУЛЬТЕТ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ МАШИН

ЕКОЛОГІЧНІ ПРОБЛЕМИ ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ

Методичні вказівки до практичних робіт для студентів денної та заочної форми
навчання

за напрямом: 101 – «Екологія»

Затверджено на засіданні кафедри ремонту та експлуатації машин

Протокол № 2 від 27.08.20.

Кропивницький, 2020

Водопостачання. Методичні вказівки до практичних робіт. Для студентів денної та заочної форми навчання за напрямом: 101 – «Екологія»: / Укл. Ковальчук Н.В., Руденко Т.В., Клименко В.В. – Кропивницький: ЦНТУ, 2020.-47 с.

Укладачі: Ковальчук Н.В., Руденко Т.В., Клименко В.В.

Рецензент: Кулешков Ю.В.

©Т.В.Руденко, Н.В. Ковальчук, В.В.Клименко

© ЦНТУ. м. Кропивницький, пр. Університетський, 8. 2020 р.

1.ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Водопостачання і водовідведення забезпечують стабільне функціонування промисловості, а також задовольняє гігієнічні, соціальні, культурно-естетичні та інші потреби населення.

Водопостачання – це забезпечення споживачів у воді належної якості та в необхідній кількості. Водопостачання відбувається за рахунок системи водопостачання, яка складається з багатьох споруд і виконує наступні заходи: добування води; поліпшення її якості; підняття води насосним устаткуванням; транспортування її до місць споживання; розподіл її між споживачами з наданням умов для більш зручного й доцільного забору води.

Водовідведення (каналізація) – це комплекс інженерних споруд для організованого відведення стічної рідини, очищення її і випуску в водойми.

У сучасних умовах раціональне використання водних ресурсів передбачає розробку нових технологічних процесів, що дозволяють запобігти забрудненню водойм і звести до мінімуму споживання прісної води, а також упровадження новітніх технологій очищення та знезараження стічних вод.

Виробничі функції майбутнього спеціаліста в галузі екології потребують оволодіння теоретичними знаннями про основні схеми водопостачання і водовідведення, в т.ч. принципи роботи станції водопідготовки і каналізаційних очисних споруд та основні екологічні проблеми, що виникають при цьому. А також вимогами до якості води для різних видів водоспоживання, в т.ч. і для питної води та видами забруднення стічних вод. Основними шляхами по досягненню екологічно безпечного водокористування, джерел утворення стічних вод у різних галузях промисловості й навичками використання засобів очищення.

Метою вивчення дисципліни є формування у майбутніх фахівців умінь і знань з сучасних методів проектування, будівництва та експлуатації систем водопостачання і водовідведення населених міст, житлових і промислових об'єктів.

Основними задачами, що мають бути вирішені в процесі вивчення дисципліни, є теоретична і практична підготовка студентів з таких питань:

- основні положення та вимоги державних стандартів до систем водопостачання і водовідведення;
- класифікації та основні характеристики систем і схем водопостачання і водовідведення населених пунктів, житлових і промислових об'єктів;
- принципи вибору системи й схеми водопостачання і водовідведення об'єкта;
- визначення розрахункових параметрів систем забору, подачі й приготування води різної якості для потреб водопостачання;
- визначення розрахункових параметрів систем відведення і очищення стічних вод від різних споживачів.

Предметом вивчення дисципліни є теорія, методи, розрахунок та влаштування мереж, систем і споруд водопостачання і водовідведення для населених міст та промислових підприємств.

У результаті вивчення дисципліни студенти повинні:

Знати:

- нормативні документи з організації систем водопостачання та поліпшення якості води;
- режим водоспоживання населених пунктів;
- влаштування регулюючих та запасних ємностей;
- призначення і склад основних споруд систем водопостачання і водовідведення;

- вимоги до якості води і основні методи її очищення;
- вимоги до якості води при скиданні у водойми та методи очистки стічних вод.

Вміти:

- вибрати джерело водопостачання;
- обрати склад очисних споруд для водопідготовки;
- розрахувати об'єм регулюючого резервуару;
- згідно заданих вимог виконати розрахунок очисних споруд для очистки питної води.
- обрати склад очисних споруд для очистки стічних вод.;
- згідно заданих вимог виконати розрахунок очисних споруд каналізації

ПРАКТИЧНА РОБОТА №1

НОРМИ ВОДОСПОЖИВАННЯ, РОЗРАХУНКОВІ ВИТРАТИ ВОДИ

Мета роботи

Навчитися визначати витрати води: на господарськопитні потреби населення міста, комунальні потреби міста, потреби промислових підприємств, на пожежогасіння та розраховувати необхідний напір в мережах.

Теоретичні відомості

При проектуванні систем водопостачання необхідно знати кількість води, яка має бути подана водопроводом, види і кількість водоспоживачів з урахуванням перспективного плану розвитку об'єкта, розрахункові норми споживання води кожним видом споживача та режим споживання води протягом доби.

Нормою водоспоживання називають кількість води, що витрачається на певні потреби за одиницю часу або на одиницю продукції, що виробляється. В населених пунктах норми господарсько-питного водоспоживання призначають на підставі вивчення фактичного об'єму та режиму водоспоживання в аналогічних умовах або, якщо це неможливо, то за СНІП 2.04.02-84.

Середньодобові норми господарсько-питного водоспоживання в населених пунктах на одного жителя (за рік) залежать від ступеню благоустрою районів житлової забудови.

Споживання води населенням, підприємствами і різними іншими споживачами відбувається нерівномірно як протягом року, так і протягом більш коротких відрізків часу - діб і годин.

Нерівномірність споживання води характеризується величиною так званого *коефіцієнта нерівномірності*. Нерівномірність споживання води протягом року враховується величиною коефіцієнта добової нерівномірності ($K_{доб}$),

$$K_{доб} = \frac{Q_{\max.доб}}{Q_{\text{сеп.доб}}}, \quad (1.1)$$

$Q_{\max.доб.}$ - максимальна добова витрата за рік;

$Q_{\text{сеп.доб.}}$

- середня добова витрата за рік.

Нерівномірність споживання води протягом доби враховується величиною коефіцієнта годинної нерівномірності ($K_{год.}$):

$$K_{год} = \frac{Q_{\max.год}}{Q_{\text{сеп.год}}}, \quad (1.2)$$

$Q_{\max.год}$ - максимальна годинна витрата ;

$Q_{\text{сеп.год}}$ - середня година за добу.

Норми водоспоживання і коефіцієнти нерівномірності витрати води для різних категорій споживання наведені в [1] та табл..1.1.

Водопровідна мережа й усі споруди системи водопостачання повинні бути розраховані на кількість води, що подається місту й промисловим підприємствам протягом доби за умови можливого найбільшого споживання та з достатнім тиском.

Розрізняють такі характерні витрати води, які відповідають основним категоріям споживачів: на господарсько-питні потреби населення міста; на комунальні потреби міста; для промислових підприємств; на пожежегасіння.

1.1. Визначення витрат води на господарсько-питні потреби населення міста

При встановленні витрати води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста, чол.:

$$N = F \cdot P, \quad (1.3)$$

де F – площа частини міста з тією чи іншою щільністю населення, га;

P – щільність населення, чол./га.

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста, м³/добу :

$$Q_{\text{ср.доб}} = \frac{N \cdot q_{\text{меш}}}{1000}, \quad (1.4)$$

де $q_{\text{меш}}$ - норма водоспоживання л/добу;

N – кількість населення у місті, чол.

Розрахункова витрата води на добу найбільшого та найменшого водоспоживання із формули 1.1 Режим господарсько-питного водоспоживання протягом доби, місяця, року в населеному пункті не буває рівномірним і залежить від багатьох факторів (режиму життя і трудової діяльності людини, пори року, місцевих умов тощо). В розрахунках коливання водоспоживання в літній та зимовий час оцінюють коефіцієнтом добової нерівномірності: найбільшим - $K_{\text{доб.мах}}$ та найменшим - $K_{\text{доб.мін}}$.

Протягом доби погодинні витрати мають значне коливання, яке враховується коефіцієнтом погодинної нерівномірності:

найбільшим $K_{\text{год.мах}} = \alpha_{\text{мах}} \cdot \beta_{\text{мах}}$

найменшим $K_{\text{год.мін}} = \alpha_{\text{мін}} \cdot \beta_{\text{мін}}$

де $\alpha_{\text{мах}} = 1,2 - 1,4$; $\alpha_{\text{мін}} = 0,4 - 0,6$; – коефіцієнти, які враховують ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови (1), β – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті (табл. 1.2).

Таблиця 1.1

Норми господарсько-питного водоспоживання

Ступінь благоустрою районів житлової забудови	Середньодобова норма на одного жителя (за рік.), л/доб.
Будинки, обладнаними внутрішнім водопроводом та каналізацією:	
- без ванн	125-160
- з ваннами і місцевими водонагрівачами	160-230
- з централізованим гарячим водопостачанням	230-350

населених пунктах, де водокористування здійснюється за допомогою водорозбірних колонок, питомі витрати дорівнюють 30 — 50 л/добу. Потреби місцевої промисловості та непередбачені витрати враховуються збільшенням питомих витрат води на 5 — 10 %.

Таблиця. 1.2

Коефі- цієнт	Значення коефіцієнта β Чисельність мешканців, тис.чол.										
	До 0,1	0,2	0,5	1,0	4	10	20	50	100	300	1000 і біль- ше
$\beta_{\max}$	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1,3	1,12	1,15	1,1	1,05	1
$\beta_{\min}$	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

1.2. Витрати води на комунальні потреби міста

а) Витрати води на поливання вулиць і площ

Максимальна добова витрата, м³/добу:

$$Q_{\max.\text{доб}} = \frac{F \cdot q \cdot n}{1000}, \quad (1.5)$$

де F - площа вулиць і площ, що поливаються, м²;

q - норма витрати води на поливання, що приймається залежно від типу покриття та способу поливки [1] табл. 3 , табл. 1. додаток 1.

n - число поливок, що приймається залежно від режиму поливок .

Середня годинна витрата , м³/год:

$$Q_{\text{сер.год}} = \frac{Q_{\max.\text{доб.}}}{24}, \quad (1.6)$$

Максимальна годинна витрата м³/год:

$$Q_{\max.\text{год}} = \frac{0,0417 \cdot F \cdot K_{\text{год}} \cdot q \cdot n}{1000}, \quad (1.7)$$

де $K_{\text{год}}$ – коефіцієнт годинної нерівномірності витрачання води на поливання; величину його можна приймати для великих міст - 2,0, для малих і середніх міст - 4,0.

Максимальна секундна витрата води, л/с:

$$Q_{\max.\text{сек}} = \frac{Q_{\max.\text{год.}}}{3,6}, \quad (1.8)$$

б) Витрата води на поливання зелених насаджень

Максимальна добова витрата, м³/добу:

$$Q_{\max.\text{доб}} = \frac{F_z \cdot q_z \cdot n}{1000}, \quad (1.9)$$

де F_z - площа зелених насаджень, м²;

q_z - норма витрати води на поливання, що приймається по [1] табл. 3 або табл. 1, додаток 1;

n - число поливань.

Середню годинну, максимальну годинну та максимальну секундну витрати визначають за формулами (1.6, 1.7, 1.8), що наведені вище.

1.3. Визначення витрати води для промислових підприємств

Ця витрата складається з витрати води на господарсько-питні потреби, витрати води на душ й витрати води на виробничі потреби.

а) Витрати води на господарсько-питні потреби промислового підприємства

Максимальна добова витрата води на господарсько-питні потреби промислових підприємств визначають з виразу, м³/добу:

$$Q_{\max. \text{доб}} = (q_z \cdot n_z' + q_x \cdot n_x') + (q_z \cdot n_z'' + q_x \cdot n_x'') + (q_z \cdot n_z''' + q_x \cdot n_x'''), \quad (1.10)$$

де q_z та q_x – відповідно норми водоспоживання на одного робочого (л за зміну) в цехах із значним тепловиділенням (в гарячих цехах) $q_z = 45$ л, $q_x = 25$ л.

n_z', n_z'', n_z''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють на підприємстві в гарячих цехах;

n_x', n_x'', n_x''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють на підприємстві у холодних цехах;

Кількість робітників у кожній зміні та розподіл їх по гарячих і холодних цехах приймають за даними підприємства або на підставі існуючих проектів, цих підприємств. При відсутності тих або інших даних, але відомій кількості робітників можна прийняти наступний розподіл працюючих по змінах:

I зміна - 40-45% всієї кількості працюючих;

II і III зміна - 30-35% всієї кількості працюючих. Розподіл кількості працюючих в гарячих та холодних цехах приймають залежно від характеру технологічного процесу підприємства.

Витрата води за окремими змінами :

$$\text{I-а зміна } Q_{zm}' = (0,045 \cdot n_z' + 0,025 \cdot n_x') \quad (1.11)$$

$$\text{II-а зміна } Q_{zm}'' = (0,045 \cdot n_z'' + 0,025 \cdot n_x'') \quad (1.12)$$

$$\text{III-я зміна } Q_{zm}''' = (0,045 \cdot n_z''' + 0,025 \cdot n_x''') \quad (1.13)$$

Норми витрати і коефіцієнти нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби промпідприємств відносяться до роботи однієї зміни, тому що максимальну годинну витрату води слід обчислювати для усіх змін.

Величини максимальних годинних витрат для окремих змін:

$$\text{I-а зміна } Q_{zm}' = (0,045 \cdot n_z' \cdot K_z + 0,025 \cdot n_x' \cdot K_x) / t_{zm} \quad (1.14)$$

$$\text{II-а зміна } Q_{zm}'' = (0,045 \cdot n_z'' \cdot K_z + 0,025 \cdot n_x'' \cdot K_x) / t_{zm} \quad (1.15)$$

$$\text{III-я зміна } Q_{zm}''' = (0,045 \cdot n_z''' \cdot K_z + 0,025 \cdot n_x''' \cdot K_x) / t_{zm} \quad (1.16)$$

де K_z і K_x - коефіцієнти годинної нерівномірності відповідно у гарячих та холодних цехах згідно з [1] п. 2.4, $K_z = 2,5$, $K_x = 3$;

$t_{зм}$ - тривалість робочої зміни у годинах.

Максимальна секундна витрата води ,л/сек.:

$$Q_{\max.сек} = \frac{Q_{\max.год.}}{3,6}, \quad (1.17)$$

б) *Витрата води на душ на підприємстві*

Витрата води на душ залежить від кількості робітників і службовців, які приймають душ у кожній зміні, й характеру виробництва [2].

Максимальна добова витрата води на душ, м³/добу:

$$Q'_{\max.доб} = [q'_z \cdot (n'_z + n''_z + n'''_z) + q'_x \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \quad (1.18)$$

n'_z , n''_z , n'''_z - кількість робітників, працюючих з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості відповідно у гарячих цехах у першій, другій та третій змінах;

n'_x , n''_x , n'''_x - кількість робітників, які приймають душ в останніх цехах відповідно у першій, другій і третій змінах;

q'_z та q'_x - норми витрати води на один душ відповідно у цехах з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості і в інших цехах.

Відповідно до норм [2] $q'_z = 45$ л та $q'_x = 25$ л.

Витрата води на души для окремих змін:

$$\text{I-а зміна } Q'_{зм} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x) \quad (1.19)$$

$$\text{II-а зміна } Q''_{зм} = (0,45 \cdot n''_z + 0,25 \cdot n''_x) \quad (1.20)$$

$$\text{III-я зміна } Q'''_{зм} = (0,45 \cdot n'''_z + 0,25 \cdot n'''_x) \quad (1.21)$$

Витрату води на приймання душу (із розрахунку $q_{д.с.} = 500$ л на добу, тривалість користування душем $t_d = 45$ хв.) після закінчення зміни:

$$Q'_{душ.зм} = \frac{N_i \cdot q_{д.с.} \cdot t_d}{n_i}, \quad (1.22)$$

де N_i - кількість працюючих, які користуються душем у зміну, з і-ю санітарною характеристикою технологічного процесу;

n_i - розрахункова кількість людини на одну душову сітку у цехах з і-Об сані-тарною характеристикою технологічного процесу, приймають за табл. 2 (додаток 1).

Максимальна годинна витрата води, м³/год. :

$$Q'_{\max.год} = \frac{Q'_{зм.}}{0,75} \quad (1.23)$$

де $Q'_{зм} = (0,45 \cdot n'_z + 0,25 \cdot n'_x)$, м³- витрата води на душ у I зміну;

0,45 та 0,25 - відповідно норми витрати на один душ у гарячих та холодних цехах, м³.

Максимальна секундна витрата води на душ ,л/сек.:

$$Q'_{\max .сек} = \frac{Q'_{\max .год.}}{3,6}, \quad (1.24)$$

в) *Витрата води на виробничі потреби промпідприємства*

Витрату води на виробничі потреби промпідприємств визначають за кількістю випускної продукції та питомій витраті на одиницю продукції.

Максимальна добова витрата води підприємств на виробничі потреби, м³/добу:

$$Q''_{\max .доб.} = P \cdot q_{\text{нит}}, \quad (1.25)$$

де P - добова продукція підприємства;

$q_{\text{нит}}$ - середня питома витрата на виробництво одиниці продукції, м³.

При відсутності даних про витрати води на виробничі потреби за окремими змінами споживання води приймають рівним протягом всього часу роботи підприємства.

Максимальна годинна витрата при цьому дорівнює:

$$Q''_{\max .год.} = \frac{Q''_{\max .доб.}}{t}, \quad (1.26)$$

де t - тривалість роботи підприємства протягом доби, год.

Максимальна секундна витрата води на виробничі потреби, л/с:

$$Q'_{\max .сек} = \frac{Q''_{\max .год.}}{3,6}, \quad (1.27)$$

1.4. Витрата води на пожежогасіння

Розрахункова витрата на зовнішнє пожежогасіння залежить від розмірів населеного пункту, поверховості будівлі та ступеня їх вогнестійкості, розмірів виробничих будівель, категорії виробництв та інших факторів. Нормами протипожежного проектування встановлюються величини необхідних секундних витрат для гасіння пожежі у населених пунктах і на промислових підприємствах, а також кількість одночасних пожеж. Таким чином, максимальна секундна витрата води на гасіння пожежі визначається як добуток розрахункової секундної витрати, необхідної для гасіння однієї пожежі, на число пожеж

$$Q^c_{\text{пож.}} = (q_{\text{пож.}} + q'_{\text{плж}} \cdot n), \quad (1.28)$$

де $q_{\text{пож.}}$ - розрахункова витрата води на гасіння однієї зовнішньої пожежі; приймають для населених пунктів за табл. 5 [1], а для промислових підприємств - за табл. 7[1], л/с;

$q'_{\text{пож.}}$ - розрахункова витрата води на один струмінь для внутрішнього пожежогасіння, приймається за табл. 1 [2], л/с;

n - кількість струменів, приймається по табл. 1 [2].

Тривалість пожежі у населених пунктах і на підприємствах нормами встановлена $t_n = 3$ год. Виходячи з цього, повна витрата води на гасіння пожежі може бути визначена за формулою:

$$Q'_{\text{пож.}} = m \cdot (q_{\text{пож.}} + q'_{\text{плж}} \cdot n) \quad (1.29)$$

де m - розрахункова кількість одночасних пожеж; приймається для населеного пункту за табл. 6 [1], а для промислового підприємства - залежно від займаної ним площі: одна пожежа при площі до 150га, дві пожежі – понад

150га.

$$Q_{\text{пож.}}^n = 10,8 \cdot Q_{\text{пож.}}, \quad (1.30)$$

Повна витрата води на гасіння пожежі за 3 години

$$Q_{\text{пож.}} = Q_{\text{пож.}}^{\text{НП}} + 0,5Q_{\text{пож.}}^{\text{ПП}}, \quad (1.31)$$

де $Q_{\text{пож.}}^{\text{НП}}$ - витрата води на пожежогасіння для населеного пункту

$Q_{\text{пож.}}^{\text{ПП}}$ - витрата води, яка необхідна для гасіння пожежі на підприємстві

Витрата води на пожежогасіння за 1 годину

$$Q_{\text{год.пож.}} = \frac{Q_{\text{пож.}}}{3}, \quad (1.32)$$

Контрольні питання:

1. Що показує коефіцієнт добової нерівномірності, як його визначають, від чого він залежить?
2. Як визначити витрату води на поливання в населеному пункті?
3. Як визначити витрату (за годинами за добу) максимального водоспоживання для всього об'єкта водопостачання?
4. Як визначити витрату води на пожежогасіння?
5. Як визначити витрату води на господарсько-питні і душові нестатки на промисловому підприємстві?
6. Навести формули за якими обчислюють розрахункові витрати води (добові, годинні, секундні)?
7. Навести класифікацію систем водопостачання.
8. Намалювати схему водопостачання міст.

Задача 1. Визначити розрахункову витрату води для гасіння пожежі в населеному пункті і на промисловому підприємстві, які мають загальний про-типожежний водопровід, за наступними вихідними даними:

1. Чисельність населення міста - 160000 чоловік;
2. Поверховість будинків - 5;
3. Площа території промислового підприємства – 60 га;
4. Вміст найбільшого будинку (цеху) підприємства - 60 тыс.м³;
5. Категорія виробництва за пожежною небезпекою - Б;
6. Ступінь вогнестійкості будинків - II.

Задача 2. Визначити максимальну секундну витрату води для виробничих цілей для тракторного заводу, добова продукція якого складає 100 тракторів, робота у 3 зміни, питома витрата води для виробництва одного трактора 45м³.

Задача 3. Користуючись вихідними даними попереднього прикладу, визначити витрату води на потреби душових, маючи на увазі, що виробничий процес в гарячих цехах викликає забруднення одягу і рук, а в холодних цехах не викликає такого забруднення. В гарячих цехах душем користуються 70% робочих, а в холодних - 20%.

Задача 4. Визначити витрату води на господарсько-питні потреби робочих на промисловому підприємстві. Кількість робочих на підприємстві становить 6680 чоловік. У гарячих цехах працюють 880 чоловік, з них:

у I зміні - 350; II - 280, III - 250. У холодних цехах працюють 5800 чоловік, із них: у I зміні - 2150; II - 1960, III - 1750.

Задача 5. Визначити добову витрату води на поливку покриття та зелених насаджень міста при площі покриття $F_n = 800000 \text{ м}^2$ і площі зелених насаджень $F_z = 904358 \text{ м}^2$. Число поливок на добу n приймаємо рівним двом.

Задача 6. Площа житлової забудови міста складає 500 га. Розрахункова щільність населення – 180 чол./га. Витрата води на господарсько-питне водо-споживання - 250 л/чол. на добу середнього водоспоживання. Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання $K_{доб} = 1,2$. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста.

Задача 7. Визначити добові та годинні витрати господарсько-побутові потреби міста з населенням 120 тис. чол., якщо кількість жителів у районах облаштованим внутрішнім водопроводом без ванн складає 37 тис. чол., з ваннами та гарячим водопостачанням 34 тис. чол.

Таблиця 1

Витрата води на полив

Призначення води	Вимірювач	Витрати води на полив, л/м ²
Механізована мийка удосконаленого покриття проїздів та площ	1 мийка	1,2-1,5
Механізований полив удосконаленого покриття проїздів та площ	1 полив	0,3-0,4
Полив вручну (із шлангів) удосконаленого покриття тротуарів і проїздів	теж	0,4-0,5
Поливання міських зелених насаджень	теж	3-4
Поливання газонів та квітників	теж	4-6

Таблиця 2

Розрахункова кількість людей на одну душову сітку

Група виробничих процесів	Санітарна характеристика виробничих процесів	Кількість людей на одну душову сітку
I	а) Які не викликають забруднення одягу та рук	15
	б) Які викликають забруднення одягу та рук	7
II	в) З виділенням великої кількості пилу або особливо забруднених речовин	3
	г) З додатковою потребою води	5

Таблиця 3.

Витрата води на зовнішнє пожежогасіння та розрахункова кількість одночасних пожеж

Кількість мешканців у населеному пункті, тис.чол.	Розрахункова кількість одночасних пожеж	Витрата води на зовнішнє пожежогасіння у населених пунктах	
		Забудова будинками висотою до 2-х поверхів незалежно від їх ступені вогнестійкості	Забудова будинками висотою 3-и поверхи та вище незалежно від їх ступені вогнестійкості
5	1	10	10
10	1	10	15
25	2	10	15
50	2	20	25
100	2	25	35
200	3	-	40
300	3	-	55
400	3	-	70
500	3	-	80
600	3	-	85
700	3	-	90
800	3	-	95
1000	3	-	100
2000	4	-	100

ПРАКТИЧНА РОБОТА №2

ВОДОЗАБІРНІ СПОРУДИ ДЛЯ ПРИЙОМУ ВОДИ З ПОВЕРХНЕВИХ І ПІДЗЕМНИХ ДЖЕРЕЛ

Мета роботи

Навчитися виконувати технічні розрахунки для підземного і берегового водозаборів

Для забору води з поверхневих джерел в залежності від рельєфу місцевості, природних умов забору води приймають берегові або руслові водозабори. На річках великої глибини з крутими берегами влаштовують береговий водозбір, який складається із залізобетонного берегового колодязя з наземним павільйоном. Вода в колодязь надходить через вхідні вікна, які захищають решітками від потрапляння сміття, плаваючих предметів, риби тощо. Береговий колодязь прямокутної або округлої форми в плані поділений поперечною перегородкою на дві камери — водоприймальну і всмоктувальну, між якими є вікна, що перекриваються сітками для механічного проціджування води. Із всмоктувальної камери воду забирають насосною станцією 1-го підняття.

Розміри берегового колодязя визначають частково за гідравлічними розрахунками, частково за конструктивними рішеннями, виходячи із умов зручності в експлуатації. Конструкція та розміри колодязя повинні бути достатніми для забезпечення: забирання води

відповідної якості; безперебійності роботи; враховувати відкладення наносів у колодязі та затримання сміття, водоростей і бруду, які проникли крізь ґрати водоприймальних вікон; створення нормальних умов для монтажу і експлуатації обладнання. При значному коливанні рівнів води в річці водо-приймальні вікна влаштовують у два яруси. Верхній ярус розміщують вище нижнього на 3...5 м. В повінь воду забирають через вікна верхнього ярусу, а в межень — нижнього. Необхідну мінімальну глибину води H , м біля водоприймальних вікон берегових водозаборів і затоплених оголовків приймають:

$$H = h + D + a + 0,3 + 0,9\delta \quad (2.1)$$

де: $h = (0,5...1)$ м — величина порогу; D — висота водозабірної отвори, м; $(a+0,3)$ — глибина води над вікнами, м ($0,3$ — віддаль від нижнього краю льоду до верхнього краю вікна чи оголовка, м); $0,9\delta$ — глибина зануреної частини льоду при товщині δ , м.

Площу водоприймальних вікон берегового колодязя (брутто), m^2 , визначають за формулою

$$F = 1,25 \cdot K \cdot \frac{Q_p}{V} \quad (2.2)$$

де: $1,25$ — коефіцієнт, який враховує засмічення отворів; $K = \frac{(a+d)}{a}$ — коефіцієнт

стиснення площі вікна стержнями ґрат, a — відстань між стержнями, мм; d — діаметр або товщина стержнів, мм; V — швидкість руху води у приймаль-ному вікні, яка для берегових водозаборів приймається $0,2...0,6$ м/с.

Площу вікон у перегородці між водоприймальною та всмоктувальною камерами берегових та руслових водозаборів визначають за формулою 2.2, прийнявши швидкість руху води у створах сітки $V < 0,4$ м/с, площі вікна сіткою вираховують за формулою:

$$K = \left[\frac{(a+d)}{a} \right]^2 \quad (2.3)$$

де: $a = 2...10$ мм — відстань між дротами сітки, мм; $d = 1...2$ — діаметр дроту, мм. На кожне вікно влаштовують дві сітки, які працюють поперемінно. Допустимі втрати напору в сітках $0,1...0,2$ м.

Розміри всмоктувальної камери визначають за розташуванням всмокту-вальних труб. При цьому глибина занурення вхідного отвору розтрубу в камері не повинна бути менше $2D_p$, (D_p — діаметр вхідного отвору розтрубу, $D_p = (1,3...2) d_{вс}$, $d_{вс}$ — діаметр всмоктувальної труби). Від дна колодязя вхідний отвір приймають на висоті $0,80 D_p$, але не менше за $0,5$ м.

Вертикальні розміри колодязя залежать від амплітуди коливання рівнів води у водойми. Висоту підлоги службового павільйону приймають на $0,5$ м вище гребня хвилі або на $0,6...1$ м вище рівня води в повінь (РВВ).

На річках невеликої глибини з похилими берегами влаштовують руслові водозабори, які складаються з водоприймача (оголовок), самопливних або си-фонних трубопроводів та берегового колодязя. Водоприймальні отвори в оголовках розташовують на висоті $0,5...1,5$ м від дна і захищають решітками від потрапляння сміття, плаваючих предметів, риби тощо. Самопливні лінії, як з'єднують оголовок і береговий колодязь, проектують для надійності у вигляді двох, незалежних одна від одної, труб. Сифонні труби застосовують за неспри-ятливих гідрогеологічних умов і необхідності великого заглиблення самопливних труб. Повітря із сифонних водоводів відкачують вакуум-насосами. Щоб запобігти пошкодженню самопливних і сифонних водоводів у межах русла їх заглиблюють під дно на $0,5...1$ м.

Береговий колодязь руслового водозабору розташовують на незатоплюваному під час повені березі, але при цьому не слід віддалятися далеко від оголовка, оскільки це приведе до

збільшення втрат напору в самопливних лініях. Там, де це можливо, береговий колодязь поєднують з насосною станцією 1-го підняття. Береговий колодязь обладнують приймальними сітками з розмірами чарунок від 2х2 до 5х5 мм. Проціджування води через решітки і сітки забезпечує її попереднє грубе очищення і запобігає пошкодженню насосів та іншого обладнання.

Діаметр самопливних труб та сифонних водоводів залежить від, витрати води і швидкості її руху в трубах, яку приймають: 0,7...1,5 м/с – для самоплив-них; 0,6...0,75 м/с — для сифонних.

Площу водоприймальних вікон оголовка руслового водозабору визнача-ють як і площу водоприймальних вікон берегових, тобто за формулою 2.2. Але швидкість руху води в цьому випадку приймають в межах 0,1...0,3 м/с.

Для забезпечення безперебійності роботи водозабору береговий колодязь поділяють перегородками на секції за кількістю робочих насосів на станції 1-го підняття. Береговий колодязь слід перевірити на можливість його спливання при високому рівні води у річці і відсутності води у колодязі, на перекидання колодязя під тиском ґрунту при низькому рівні води у річці, а також на міцність його під навантаженням.

Водозабірні споруди з підземних джерел. Найчастіше для забору підземних вод, що залягають на глибині більше за 10 м, застосовують свердловини (трубчасті колодязі), які складаються з трьох основних елементів: оголовка, ствола і водоприймальної частини. Оголовок призначений для закріплення гирла свердловини, захисту від потрапляння в неї забруднених поверхневих вод, а також розміщення арматури і обладнання. Висота оголовка повинна бути не менше 2,5 м.

Ствол свердловини кріпиться обсадними трубами для захисту стінок від обвалу в сипучих породах. Водоприймальну частину свердловини обладнують фільтром, який не повинен пропускати частинок водоносної породи. Фільтри можуть бути: трубчасті з круглими і щілинними отворами; сіткові, в яких фільтрова сітка обмотується на каркас; гравійні, в яких крупнозернистий пісок або гравій розташовується між водоносним ґрунтом і опорним каркасом.

При проектуванні водозабірних свердловин вирішують такі основні питання:

- вибір майданчика для розміщення свердловин;
- вибір водоносного пласта для постійної експлуатації;
- вибір способу буріння;
- визначення можливого дебіту однієї свердловини;
- визначення потрібної кількості свердловин (робочих та резервних) і від-стані між ними на місцевості;
- розрахунок технологічного регламенту на експлуатацію свердловини;
- організація режимного нагляду за зміною припливу і якості води при експлуатації.

Спосіб буріння водозабірних свердловин вибирають залежно від глибини діаметра свердловини, видів порід, які проходять при бурінні, гідрогеологіч-них умов, характеристики водоносного пласта та інших факторів. Детальніше з цими питаннями можна ознайомитись в спеціальній літературі [5, 6].

Дебіт свердловини залежить від виду водоносного горизонту і його хара-ктеристики (напірні чи безнапірні води), типу свердловини (досконала чи недо-сконала), кількості свердловин і характеру їх взаємодіївзаємодії свердловин і сумісної роботи всіх, яка проходить повністю всю товщину водоносного пласта і стінки якої не водопровідних споруд;

- вибір типу фільтра свердловини і визначення його основних розмірів;
- розробка конструкції свердловини і її оголовка;
- вибір типу водопідйомника для постійної експлуатації;

- складання вказівок щодо буріння свердловин та відкачування води для будівельних потреб;
- складання.

Підземні води, які насичують водоносний пласт на всю його товщину мають деякий п'єзометричний напір, більший за атмосферний тиск, називають напірними, а підземні води, які мають вільну поверхню (дзеркало ґрунтових вод), тобто насичують водоносний пласт не на всю його товщину, називають безнапірними.

Свердловину обладнану фільтром, називають досконалою. Дебіт досконалої свердловини, яка живиться напірними водами, визначають за формулою:

$$Q = \frac{2,73 \cdot K_{\phi} \cdot m \cdot S}{\lg \frac{R}{r}} = q_{num} \cdot S, \text{ м}^3/\text{доб} \quad (2.4)$$

де: m і K_{ϕ} — відповідно потужність, м, і коефіцієнт фільтрації, м/доб, водоносного пласта; R — радіус впливу свердловини, м, тобто радіус депресійної воронки, яка створюється навколо свердловини при відкачуванні з неї води ($R = 2S\sqrt{(H \cdot K_{\phi})}$); r — радіус свердловини, м; $S = Z_{ст} - Z_{дин}$ — зниження статичного рівня води при відкачуванні з неї витрати Q ; $Z_{ст}$ і $Z_{дин}$ — відмітки відповідно статичного і динамічного рівнів води у свердловині, м; q_{num} - питомий дебіт свердловини, $\text{м}^3/(\text{Дон м})$, тобто витрата води при зниженні статичного рівня на 1 м.

Дебіт досконалої свердловини, яка живиться безнапірними водами, визначають за формулою:

$$Q = \frac{1,36 \cdot K_{\phi} \cdot (2H - S) \cdot S}{\lg \frac{R}{r}}, \text{ м}^3/\text{доб} \quad (2.5)$$

Величини m , R і K_{ϕ} — визначають на основі гідрогеологічних досліджень.

Зменшення дебіту недосконалої свердловини (свердловина проходить не весь водоносний пласт) порівняно із досконалою враховується коефіцієнтом K , який характеризує додатковий фільтраційний опір водоносного пласта і фільтра.

Необхідна кількість робочих свердловин:

$$n_{роб} = \frac{Q_{розр}}{Q_1}, \text{ шт} \quad (2.6)$$

де: $Q_{розр}$ — розрахункова витрата води, що подається споживачам; Q_1 — дебіт однієї свердловини.

Кількість робочих свердловин визначають залежно від числа робочих свердловин і категорії водозабору. Для водозаборів першої категорії при одній робочій свердловині приймають ще одну резервну; від 2 до 10 свердловин - 2 резервні, а при більшій кількості — 20% від робочих. Для водозаборів другої категорії при кількості робочих свердловин до 10 приймають 1 резервну свердловину і при більшій кількості 10% від робочих. Для водозаборів третьої категорії резервну свердловину не проектують, проте на складі передбачають резервні насоси у кількості 10% від робочих але не менше одного.

При відносно невеликій глибині залягання безнапірних водоносних пластів (10...30 м) влаштовують шахтні колодязі. Дебіт такого колодязя що забирає воду з пласта через дно, $\text{м}^3/\text{доб}$:

$$Q = \frac{\pi \cdot K_{\phi} \cdot (2H - S) \cdot S}{\lg\left(1.65 \frac{R}{r}\right) + \xi}, \text{ м}^3/\text{доб} \quad (2.7)$$

де: K_{ϕ} - коефіцієнт фільтрації, $\text{м}^3/\text{доб}$; H - потужність водоносного пласта, м; S - зниження рівня води при відкачуванні, м; R - радіус впливу колодязя, м; $r = D/2$ - внутрішній радіус колодязя, м; ξ - додатковий опір, який враховує недосконалість колодязя (приймають за довідковою літературою).

Якщо вода в колодязь надходить тільки через стінки, то його розраховують як і свердловину. Дебіт шахтних колодязів квадратної форми із стороною a визначають як і для круглої, приймаючи $r = 0,6a$.

ПРИКЛАДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ

Приклад 2.1. Визначити потрібну кількість свердловин відстань між ними та підібрати насос для забору води із свердловини якщо необхідно подати споживачам витрату води $Q_{розр} = 200 \text{ м}^3/\text{год}$. Водозабір другої категорії. Водоносний пласт із середньозернистих пісків має потужність $m = 15 \text{ м}$ і питомий дебіт $q_{нит} = 6 \text{ м}^3/(\text{год} \cdot \text{м})$. Глибина стовпа води у свердловині $H_{\epsilon} = 75 \text{ м}$. Геометрична висота підйому води, що вимірюється між статичним рівнем води у свердловині і рівнем води у резервуарі, $H_{\epsilon} = 60 \text{ м}$. Втрати напору в напірних водоводах при подачі розрахункових витрат $h_{вод} = 18 \text{ м}$.

Вирішення: Приймаємо, що допустиме зниження статичного рівня води у свердловині: $S = Z_{ст} - Z_{дин} = 0,25H_{\epsilon}$, тобто $S = 0,25 \cdot 75 = 18,75 \text{ м}$. Дебіт однієї свердловини:

$Q_1 = Q_{нит} \cdot S = 6 \cdot 18,75 = 112,5 \text{ м}^3/\text{год}$. Розрахункова кількість свердловин:

$$n_{роб} = \frac{Q_{розр}}{Q_1} = \frac{200}{112,5} = 1,78 \text{ Приймаємо } 2 \text{ робочих свердловини, дебіт кожної з них}$$

$$Q_1 = \frac{200}{2} = 100, \text{ м}^3/\text{год} \text{ Для водозабору } 2 \text{ категорії при двох робочих свердловинах}$$

передбачаємо одну резервну, тобто загальна кількість свердловин – 3. Відстань між свердловинами приймаємо 120 м

Розрахункове зниження статичного рівня води у свердловині:

$$S_{розр} = \frac{100}{6} = 16,67, \text{ м}$$

Визначаємо потрібний напір насоса:

$$H_{номр} = H_{\epsilon} + S_{розр} + h_{розр} + h_{св} + h_f, \text{ м,}$$

де: $h_{вод}$ — втрати напору в напірних водоводах; $h_{св}$ — втрати напору у свердловині (у фільтрі, у щілині між електродвигуном і обсадною колоною, у водоприймальних трубах, у фасонних частинах і арматурі), які розраховуються за формулами гідравліки ($h_{св} = 4,5 \text{ м}$ — прийнято для даної задачі без розрахунку);

$h_f = 1 - 2 \text{ м}$ — втрати напору на вилив води із трубопроводів у резервуар.

$$H_{номр} = 60 + 16,67 + 18 + 4,5 + 2 = 101,17 \text{ м}$$

За витратами води $Q_1 = 100 \text{ м}^3/\text{год}$ і напором $H_{\text{нотр}} = 101,17 \text{ м}$ приймаємо за каталогом насосного обладнання.

Приклад 2.2. Запроектувати річковий водозабір при розрахунковій витраті води $Q = 900 \text{ м}^3/\text{год}$. Берег річки із скельних ґрунтів. Гідрологічний режим річки: РВВ — 92 м, РНВ — 86 м; відмітка горизонту льодоставу — 87 м, а льодоходу — 89,8 м; мінімальна глибина води поблизу берега $H_{\text{мін}} = 3 \text{ м}$; відмітка дна ріки біля берега — 83 м, товщина льоду — 0,8 м; мінімальні витрати води в річці $q_{\text{мін}, p} = 4 \text{ м}^3/\text{с}$; швидкість руху води в повінь — 1,4 м/с, а в межень — 0,6 м/с.

Вирішення: Приймаємо для проектування береговий водозабір суміщеного типу, бо маємо достатньо великі глибини води біля берега і скельні ґрунти в основі під споруди. При амплітуді коливань рівнів води в річці $\text{РВВ}-\text{РНВ}=92-86=6 \text{ м}$ водоприймальні вікна розташовуємо в два яруси. В повінь воду забирають через вікна верхнього ярусу, а в межень — нижнього. Береговий колодязь проектуємо прямокутної форми із залізобетону.

Площу водоприймальних вікон берегового колодязя, м^2 , визначаємо за формулою 2.2:

$$F = 1,25 \cdot K \cdot \frac{Q_p}{V} = 1,25 \cdot 1,12 \cdot \frac{0,25}{0,3} = 1,17 \text{ м}^2$$

$$\text{де: } K = \frac{(a + d)}{a} = \frac{(50 + 6)}{50} = 1,12 - \text{коефіцієнт стиснення площі вікна стержнями}$$

ґрат при відстані між ними $a = 50 \text{ мм}$ і діаметри стержнів $d = 6 \text{ мм}$; $V = 0,3 \text{ м/с}$ — швидкість руху води у приймальному вікні: $Q_p = \frac{Q}{3600} = \frac{900}{3600} = 0,25 \text{ м}^3/\text{с}$ — розрахункові витрати води.

Проектуємо два вікна, що постійно працюють. Тоді площа одного вхідного водоприймального вікна $0,64 \text{ м}^2$ із розмірами $0,8 \times 0,8 \text{ м}$. Втрати напору в ґратах приймаємо $0,1 \text{ м}$.

Площу вікон у перегородці між водоприймальною та всмоктувальною камерами визначаємо за формулою 2.2, прийнявши швидкість руху води у отворах сітки $V = 0,26 \text{ м/с}$, а коефіцієнт стиснення площі вікна сіткою при $a = 3,5 \text{ мм}$ і $d = 1 \text{ мм}$:

$$K = \left[\frac{(a + d)}{a} \right]^2 = \left[\frac{(3,5 + 1)}{3,5} \right]^2 = 1,65$$

$$F = 1,25 \cdot K \cdot \frac{Q_p}{V} = 1,25 \cdot 1,65 \cdot \frac{0,25}{0,26} = 2 \text{ м}^2$$

Проектуємо два вікна розмірами $1 \times 1 \text{ м}$ і на кожне вікно дві сітки, які будуть працювати поперемінно. Втрати напору в сітках приймаємо $0,1 \text{ м}$.

Необхідну мінімальну глибину води H , м, біля водоприймальних вікон берегових водозаборів і затоплених оголовків визначаємо за формулою 2.1:

$$H = 1 + 0,8 + 0,3 + 0,9 \cdot 0,8 = 2,82 \text{ м},$$

де: $h = 1 \text{ м}$ — величина порогу; $D = 0,8 \text{ м}$ — висота водозабірної отвору, м; $(a + 0,3)$ — глибина води над вікнами, м ($0,3$ — відстань від нижнього краю льоду до верхнього краю вікна, м);

$$0,9 \cdot \delta = 0,9 \cdot 0,8 = 0,72 \text{ м} — \text{глибина зануреної частини льоду при товщині льоду}$$

$$\delta = 0,8 \text{ м}.$$

Розміри водоприймальної і всмоктувальної камер колодязя визначаємо за умов можливості розміщення в них шибєрів, драбини, сіток, обладнання. Ширину водоприймальної камери приймаємо 1,6 м, а всмоктувальної — 2,4 м, довжину камер — 3,6 м.

Проектуємо відмітки:

- дна берегового колодязя - 83 м (нижче рівня РНВ на 3 м);
- відмітку підлоги службового павільйону - 93 м (вище рівня РВВ на 1 м);
- відмітку низу вікна нижнього ярусу — 84,1 м;
- відмітку низу вікна верхнього ярусу — 88 м

ВАРІАНТИ ЗАДАЧ ДЛЯ РОЗВ'ЯЗАННЯ

Задача 1. Визначити необхідну кількість n , шт. досконалих трубчастих колодязів (свердловин) для отримання Q м³/сут води при потужності водоносного пласта m м, коефіцієнт фільтрації k м/доб, діаметр фільтру D_ϕ мм. Напір води над підшоною водоупору, який підстилає водоносний пласт H м.

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Продуктивність водозабору Q тис. м ³ /доб	60	16	13	20	15
Потужності водоносного пласта m , м	30	20	10	25	15
Коефіцієнт фільтрації k , м/доб	30	20	10	25	15
Діаметр фільтру D_ϕ , мм	250	200	250	200	250
Напір води над підшоною водоупору H , м	35	25	20	30	35
Втрати напору у насосі	1,5	1,0	2,0	1,5	1,0
Втрати напору у фільтрі	3,5	3,0	3,5	3,0	3,5
Категорія надійності подачі води	2	1	1	2	2

Задача 2.

Виконати технологічний розрахунок берегового водозабору (площу грубих ґрат, рівні води в відділеннях) при наступних вихідних даних:

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Продуктивність водозабору Q тис. м ³ /сут	500	400	300	200	150
Діаметр стержнів ґрат, мм	10	8	12	6	12
Відстань між стержнями ґрат, мм	60	100	80	60	50
Швидкість руху води у приймальному вікні, м/с	0,5	0,4	0,6	0,8	1
Самий низький рівень води, м	95	90	80	114	85
Втрати напору в ґратах, м	0,1	0,05	0,06	0,07	0,08
Втрати напору у сітці, м	0,14	0,1	0,12	0,13	0,15

ПРАКТИЧНА РОБОТА №3

РОЗРАХУНОК ШВИДКОГО ФІЛЬТРА

Мета роботи

Ознайомитися зі схемою роботи швидкого фільтра, зробити розрахунки згідно одержаних даних.

Теоретичні відомості

Після освітлення води у відстійниках або освітлювачах її фільтрують. Вода, що надходить на фільтри після відстійників чи освітлювачів із завислим осадом, не повинна містити завислих речовин більше ніж 12 мг/л, а після фільтрування мутність води, яка призначена для господарсько-питних цілей, не повинна перевищувати 1,5 мг/л.

Розрізняють швидкі і повільні фільтри. Швидкі використовують при застосуванні коагуляції води, а повільні — при обробці води без коагулянтів.

Швидкий фільтр представляє собою завантажений фільтруючим матеріалом резервуар, який обладнано пристроями для подачі води, збору профільтрованої води і промивки фільтруючого матеріалу. Кількість фільтрів у складі фільтрувальної станції повинне прийматися не менш двох.

Фільтри та їх комунікації повинні бути розраховані на роботу при нормальному й форсованому (частина фільтрів знаходиться на ремонті) режимах. На станціях з кількістю фільтрів до 20 необхідно передбачати можливість вимкнення на ремонт одного фільтра, при більшій кількості - двох фільтрів.

Для завантаження фільтрів необхідно використовувати кварцовий пісок, подрібнені антрацит і керамзит, а також інші матеріали. Всі фільтруючі матеріали повинні забезпечувати технологічний процес і мати необхідну хімічну стійкість і механічну міцність.

Швидкості фільтрування при нормальному і форсованому режимах при відсутності даних технологічних досліджень необхідно приймати згідно таблиці 3.1. з урахуванням забезпечення тривалості роботи фільтрів між промивками не менше: при нормальному режимі — 8...12 годин, при форсованому режимі або повній автоматизації промивки фільтрів — 6 годин.

Швидкі фільтри по напрямку руху води в процесі фільтрування поділяються на фільтри з фільтрацією води зверху вниз (однопоточні) і фільтри з фільтрацією одночасно знизу вгору і зверху вниз (двохпоточні).[11]

Швидкі фільтри з фільтрацією води зверху вниз бувають з одношарові, двошарові і грубозернисті (для часткового освітлення води) завантаженням. Схема однопотокового одношарового швидкого фільтра представлена на рис. 3.1.

Характеристики фільтруючих шарів, що рекомендуються, і розрахункові швидкості фільтрування приведені в табл. 3.1

Розрахунок швидкого фільтра

1. Розрахункова площа фільтрування F , м²:

$$F = \frac{Q}{m \cdot V_{p.n.} - 3,6n \cdot W \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_{p.n.}}, \quad (3.1)$$

де: Q — розрахункова продуктивність станції, м³/добу;

m — тривалість роботи станції протягом доби, 24 год;

$V_{p.n.}$ - розрахункова швидкість фільтрування при нормальному режимі, м/год (приймається згідно табл.3.1)

n — кількість промивок кожного фільтра за добу при нормальному режимі експлуатації (приймається 2—3);

W — інтенсивність промивання фільтра, л/с·м² (табл.3.2);
 t_1 — тривалість промивання (табл.3.2);
 t_2 — час простою в зв'язку з промиванням, год; приймається $t_2=0,33$ год.- для
 однопоточних,
 $t_2=0,5$ год.-для двохпоточних

Таблиця 3.1

Фільтри	Характеристика фільтруючого шару					Швидкість фільтрування, м/год		
	Матеріал завантаже н ня	Діаметр зерен			Коефіцієн т неоднорід ності завантаже н ня	Висота шару, м	При нормаль- ному режимі v_n	При форсова- ному режимі, v_f
		найме нших	найбіль ших	еквівале нтний				
Одношарові швидкі фільтри з завантаженням різної крупності	Кварцови й пісок	0,5	1,2	0,7...0,8	1,8...2,0	0,7...0,8	5...6	6,0...7,5
		0,7	1,6	0,8...1,0	1,6...1,8	1,3...1,5	6...8	7,0...9,5
		0,8	2	1,0...1,2	1,5...1,7	1,8...2,0	8...10	10...12
	Дроблени й керам зит	0,5	1,2	0,7...0,8	1,8...2,0	0,7...0,8	6...7	7...9
		0,7	1,6	0,8...1,0	1,6...1,8	1,3...1,5	7...9,5	8,5...11,5
		0,8	2,0	1,0...1,2	1,5...1,7	1,8...2,0	9,5...12	12...14
Швидкі фільтри з двошаровим завантаженням	Кварцови й пісок	0,5	1,2	0,7...0,8	1,8...2,0	0,7...0,8	7...10	8,5...12

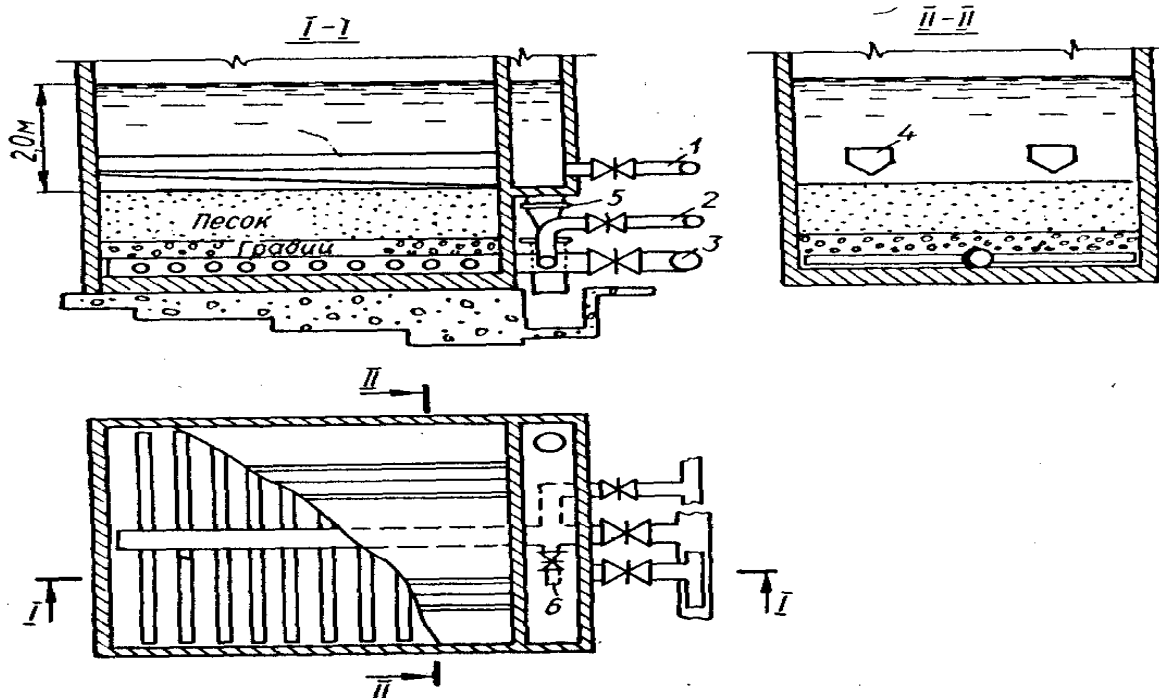


Рисунок. 3.1. Схема швидкого однопотокового одношарового фільтра:

1 — трубопровід, що подає воду на фільтри; 2 — трубопровід фільтрованої води; 3 — трубопровід, що
 подає промивну воду; 4 — лотки для збору промивної води; 5 — трубопровід скидання промивної води; 6 —
 трубопровід спорожнювання.

Таблиця 3.2

Тип фільтру і завантаження	Потрібна величина відносно розширення завантаження, %	Інтенсивність промивання, л/с·м ²	Тривалість промивання, хвилини
Швидкі фільтри:			
d _с =0,7-0,8мм	45	12-14	6-5
d _с =0,9-1мм	30	14-16	6-5
d _с =1-1,2мм	25	16-18	6-5
Швидкі фільтри з двошаровим завантаженням	50	13-15	7-6

Підбираємо типові фільтри.

Фільтр може мати розміри, кратні 1,5 м. Площа одного фільтру має бути не більше 120 м². Фільтри можуть бути: 4,5м×6м; 6м×6м; 6м×12м і т.п.

2. Кількість фільтрів на станції N :

$$N = \frac{F}{f}, \quad (3.2)$$

де f - площа одного фільтру

Визначимо швидкість фільтрування при нормальному режимі (1 фільтр у промиванні) - V_n і при форсованому режимі , коли 2 фільтри не працюють (один у промиванні, другий в ремонті) – V_ϕ

3. Швидкість фільтрування при нормальному режимі, м/с:

$$V_n = \frac{Q}{24f \cdot (N-1)}, \quad (3.3)$$

4. Розрахункова швидкість фільтрування при форсованому режимі, м/с:

$$V_\phi = \frac{Q}{24f \cdot (N-2)}, \quad (3.4)$$

Розраховані швидкості не повинні перевищувати допустимі значення (табл.3.1)

Розрахунок розподільчої системи фільтра

5. Кількість промивної води, яка необхідна для промивки одного фільтра л/с:

$$q_{np} = f \cdot W, \quad (3.5)$$

де f – площа одного фільтру;

W – інтенсивність промивки.

Для рівномірного розподілу промивної води в нижній частині збірного каналу фільтра влаштовують глухий розподільчий канал прямокутного перерізу, до якого підводиться трубопровід промивної води.

Для видалення повітря з трубопроводу, що подає воду на промивання фільтрів, у підвищених місцях розподільчої системи передбачається установка стояків з автоматичним пристроєм для випуску повітря.

Збір і відведення забрудненої води при промиванні швидких фільтрів здійснюються за допомогою жолобів, розташованих над поверхнею фільтруючого завантаження.

При пропуску промивної води треба враховувати втрати напору, що складаються з таких величин:

- втрати напору в отворах труб розподільчої системи фільтра;
- втрати напору у фільтруючому шарі;
- втрати напору в гравійних підтримуючих шарах;
- втрати напору в трубопроводі, що подає промивну воду.

Діаметри трубопроводів, які підводять освітлювану і промивну воду і відводять прояснену і воду після промивання, можуть бути визначені згідно заданої витрати і швидкості руху води, що рекомендується.

6. Діаметр розподільчої системи, м:

$$d = \sqrt{\frac{4Q_{\phi}}{V \cdot \pi}}, \quad (3.6)$$

де V – швидкість руху води в трубопроводі (1-1,2 м/с.);

Q_{ϕ} – витрата одного фільтра, м³/с.

7. Площа дна фільтра, що приходить на кожне відгалуження розподільчої системи при відстані між ними 0,25-0,35 м. та зовнішньому діаметрі колектора (до внутрішнього діаметру додати подвійну товщину труби), м²:

$$f_{\text{відг}} = \frac{B - D_3}{2} \cdot m, \quad (3.7)$$

де B – ширина фільтра, м;

D_3 – зовнішній діаметр колектора, м;

m – відстань між відгалуженнями, м;

8. Витрата промивної води, що надходить через одне відгалуження, л/с:

$$q_{\text{відг}} = f_{\text{відг}} \cdot W, \quad (3.8)$$

Нормальна швидкість води у відгалуженні 1,8-2 м/с. Діаметр труб відгалужень можна прийняти 100мм і перевірити швидкість.

9. Швидкість руху води у відгалуженні, м/с:

$$V = \sqrt{\frac{4q_{\text{відг}}}{\pi \cdot d_{\text{відг}}^2}}, \quad (3.9)$$

10. Загальна площа отворів по всіх відгалуженнях одного фільтра, м²:

$$\sum f_o = \frac{0,25 f}{100}, \quad (3.10)$$

11. Кількість отворів на відгалуженнях в одному фільтрі, шт.:

$$n = \frac{\sum f_o}{f_o}, \quad (3.11)$$

де f_o – площа отвору, м² (діаметр отворів 10-12мм)

12. Відсоток води, який витрачається на промивку фільтрів:

$$P = \frac{q_{np} \cdot t_{np} \cdot N}{Q \cdot T}, \quad (3.12)$$

q_{np} – витрата промивної води на один фільтр, м³/год ($q_{np} = f \cdot W$);

N – кількість фільтрів;

Q – витрата станції (м³/год);

T – тривалість роботи фільтра між промивками (12 годин);

t_{np} – тривалість промивки, год. (табл. 3.2)

ПРИКЛАД РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧІ

Приклад 2.1. Розрахувати швидкі фільтри для станції водопідготовки продуктивністю $Q = 8$ тис. м³/добу

Вирішення:

1. Розрахункова площа фільтрування F , м²:

$$F = \frac{Q}{m \cdot V_{p.n.} - 3,6n \cdot W \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_{p.n.}},$$

де: Q — розрахункова продуктивність станції, м³/добу;

m — тривалість роботи станції протягом доби, 24 год;

$V_{p.n.}$ - розрахункова швидкість фільтрування при нормальному режимі, 8 м/год (приймається згідно табл.3.1)

n — кількість промивок кожного фільтра за добу при нормальному режимі експлуатації (приймається 2—3);

W — інтенсивність промивання фільтра, л/с·м² (табл.3.2);

t_1 — тривалість промивання 14 л/с·м² (табл.3.2);

t_2 — час простою в зв'язку з промиванням, год; приймається $t_2 = 0,33$ год.- для однопоточних,

$$F = \frac{Q}{m \cdot V_{p.n.} - 3,6n \cdot W \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_{p.n.}} = \frac{8000}{24 \cdot 8 - 3,6 \cdot 2 \cdot 14 - 2 \cdot 0,33 \cdot 8} = 93,1 \text{ м}^2$$

Підбираємо типові фільтри. 6м×6м;

2. Кількість фільтрів на станції N :

$$N = \frac{F}{f} = \frac{93,1}{36} = 2,6 \text{ Приймаємо } 3 \text{ шт, де } f - \text{ площа одного фільтру}$$

Визначимо швидкість фільтрування при нормальному режимі (1 фільтр у промиванні) - V_n і при форсованому режимі , коли 2 фільтри не працюють (один у промиванні, другий в ремонті) - V_f

3. Швидкість фільтрування при нормальному режимі, м/с:

$$V_n = \frac{Q}{24 f \cdot (N - 1)} = \frac{8000}{24 \cdot 36 \cdot (3 - 1)} = 4,6 = 5$$

4. Розрахункова швидкість фільтрування при форсованому режимі, м/с:

$$V_{\phi} = \frac{Q}{24 f \cdot (N - 2)} = \frac{8000}{24 \cdot 36 \cdot (3 - 2)} = 9,2$$

Розраховані швидкості не повинні перевищувати допустимі значення (табл.3.1)

5. Кількість промивної води, яка необхідна для промивки одного фільтра л/с:

$$q_{np} = f \cdot W = 36 \cdot 14 = 504,$$

6. Діаметр розподільчої системи, м:

$$d = \sqrt{\frac{4Q_{\phi}}{V \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{1,2 \cdot 3,14}} = 0,18, \quad \text{Приймаємо } -200\text{мм}$$

де V – швидкість руху води в трубопроводі (1-1,2 м/с.);

Q_{ϕ} – витрата одного фільтра, м³/с.

7. Площа дна фільтра, що приходить на кожне відгалуження розподільчої системи при відстані між ними 0,25-0,35 м. та зовнішньому діаметрі колектора (до внутрішнього діаметру додати подвійну товщину труби), м²:

$$f_{відг} = \frac{B - D_3}{2} \cdot m = \frac{6 - 0,21}{2} \cdot 0,25 = 0,72,$$

8. Витрата промивної води, що надходить через одне відгалуження, л/с:

$$q_{відг} = f_{відг} \cdot W = 0,72 \cdot 14 = 10,1$$

Нормальна швидкість води у відгалуженні 1,8-2 м/с. Діаметр труб відгалужень можна прийняти 100мм і перевірити швидкість.

9. Швидкість руху води у відгалуженні, м/с:

$$V = \sqrt{\frac{4q_{відг}}{\pi \cdot d_{відг}^2}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,1}{3,14 \cdot 0,1^2 \cdot 1000}} = 1,13,$$

10. Загальна площа отворів по всіх відгалуженням одного фільтра, м²:

$$\sum f_o = \frac{0,25 f}{100} = \frac{0,25 \cdot 36}{100} = 0,09$$

11. Кількість отворів на відгалуженнях в одному фільтрі, шт.:

$$n = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{0,09}{0,0000785} = 1147$$

де f_o – площа отвору, м² (діаметр отворів 10-12мм)

12. Відсоток води, який витрачається на промивку фільтрів:

$$P = \frac{q_{np} \cdot t_{np} \cdot N}{Q \cdot T} = \frac{1814,4 \cdot 0,1 \cdot 3}{333 \cdot 12} = 0,13$$

Завдання: Виконати розрахунок швидкого фільтра для станції продуктивністю Q , м³/добу

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Продуктивність Q , тис. м ³ /доб	80	26	45	30	15

Контрольні питання:

1. Як поділяють фільтри в залежності від швидкості фільтрування води?
2. Описати схему роботи відкритого швидкого фільтра.

3. Який матеріал використовують для завантаження фільтрів?
4. Якої фракції матеріал завантаження фільтру?
5. Якою може бути кількість фільтрів при розрахунках в залежності від продуктивності очисної станції?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №4

ВИЗНАЧЕННЯ РЕГУЛЮЮЧОЇ МІСТКОСТІ РЕЗЕРВУАРА ВОДОНАПІРНОЇ БАШТИ

Мета роботи

Ознайомитись з режимами водоспоживання; засвоїти методику обрахунку регулюючої місткості резервуара водонапірної башти.

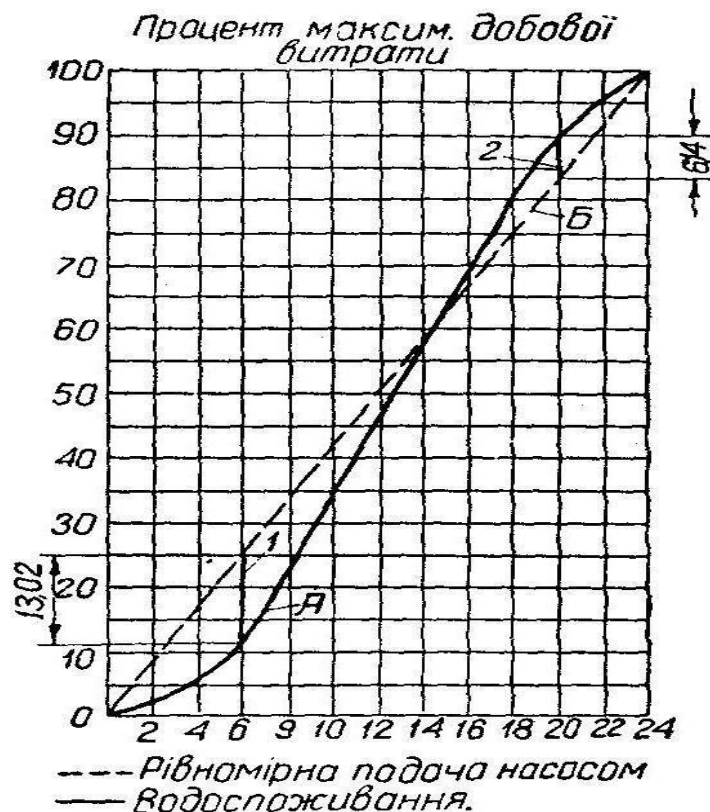
Теоретичні відомості

Регулююча місткість водонапірних башт визначається за спільними графіками водоспоживання і водоподачі.

Визначити регулюючу місткість водонапірного резервуара можна коли відомий режим витрачання води об'єктом протягом доби (рис.4.1) та знаючи рівномірну подачу води насосами другого підйому протягом доби.

$$Q_{\text{н}} = \frac{100}{24} = 4,17\%, \quad (4.1)$$

При подачі води насосною станцією другого підйому надлишок її поступає до баку водонапірної башти. У часи, коли водоспоживання перевищує подачу насосів, недостатня кількість води береться з баку башти. Отже, чим значніше різниця між подачею насосів та водоспоживанням, тим більше повинний бути регулюючий об'єм баку водонапірної башти.



А — сумарна витрата води; Б — сумарна подача води насосами; 1 — максимальна додатня ордината у відсотках; 2 — максимальна від'ємна ордината

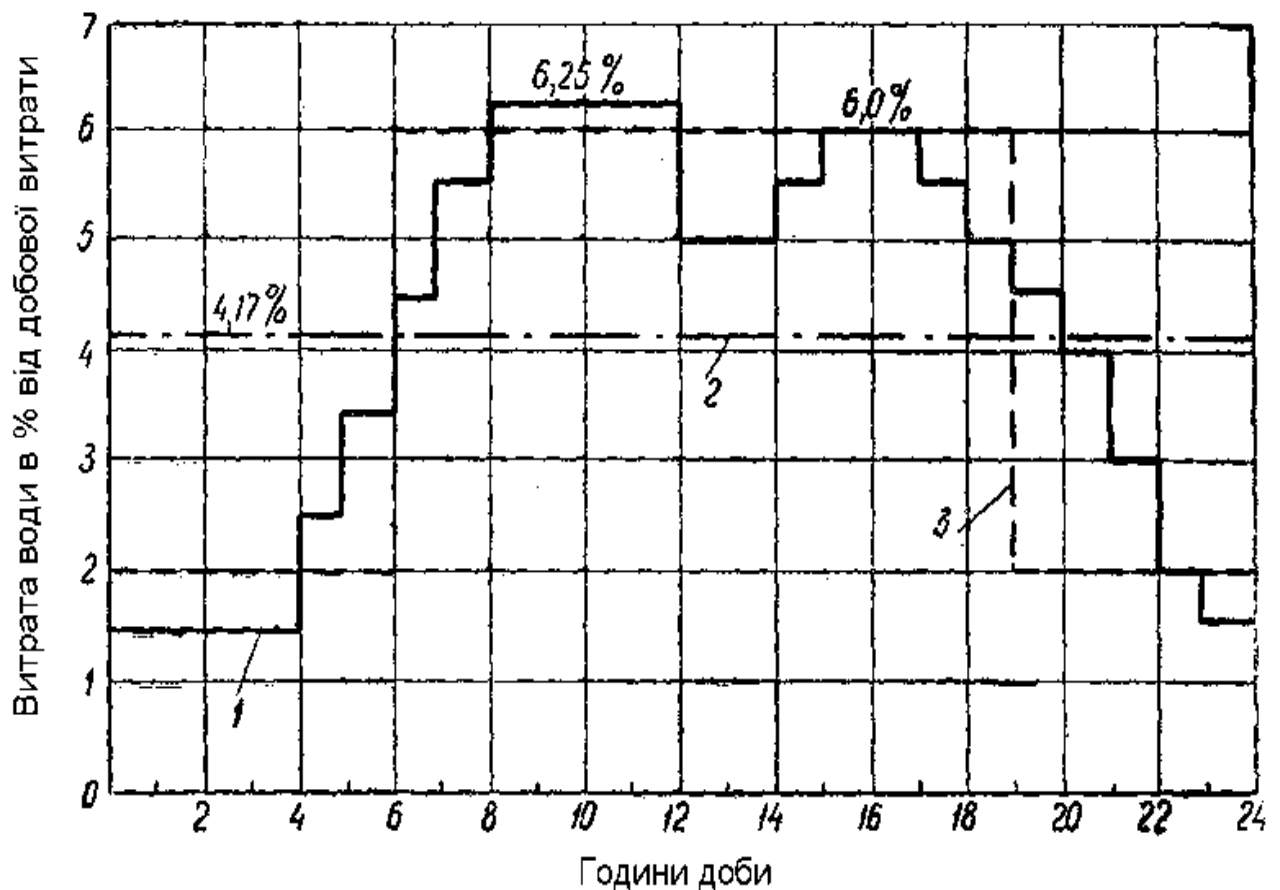
Рисунок 4.1 Інтегральний графік водоспоживання і подачі води насосними станціями

На цьому графіку по осі абсцис відкладають години доби, а по осі ординат — сумарну витрату води за кожну годину в процентах від добової витрати. Ординати кривої А графіка дають сумарну кількість води, витраченої від початку доби до зазначеної години. Рівномірну подачу води насосами можна подати прямою Б.

З графіка 4.1 та ступінчатого графіка водоспоживання 4.2 видно, що при рівномірній подачі води протягом доби від 0 до 6 та від 20 до 24 год. насос подає води більше, ніж її споживають з сітки. Цей надлишок надходить у бак водонапірної башти. Від 6 до 20 год. споживання води з сітки перевищує подачу води насосами і кількість води, якої не вистачає, подається в сітку з водонапірного бака. Результати підрахунку зведено в таблицю 4.2.

Регулююча місткість резервуара в процентах від добового споживання виражається сумою абсолютних величин максимальної додатньої і максимальної від'ємної різниці ординат кривих подачі й споживання (на рис.4.1 регулююча місткість резервуара при рівномірній подачі води насосами дорівнюватиме сумі відрізків 1 і 2, що становить 19,16% від добової витрати).

Найбільший запас води в баці, на який розраховується його регулююча місткість, згідно розрахунків за табл. 4.2, також становить 19,16% від максимальної добової витрати.



1 — водоспоживання; 2 і 3 — подача води насосними станціями відповідно I і II підйому

Рисунок 4.2 Ступінчастий графік водоспоживання при подачі води насосними станціями

Визначаючи об'єм бака, до регулюючої місткості слід додавати запас води для промислових підприємств на десятихвилинну тривалість гасіння пожежі внутрішніми пожежними пунктами, а для населених місць для однієї внутрішньої і однієї зовнішньої пожежі протягом 10 хв. (при одночасній найбільшій витраті води на інші потреби). При автоматизації включення пожежних насосів норму можна скоротити вдвоє.

При заповненні таблиці 4.2, необхідно враховувати наступне:

- колонка 1 “Години доби” складається з опису кожного часу доби, починаючи з “0–1”, закінчуючи “23–24”;
- колонка 2 повністю співпадає з колонкою 8 таблиці 4.1;
- колонки 4 та 5 заповнюються одночасно: якщо водоспоживання (колонка 2) в годину, яка розглядається, перебільшує подачу насосної станції (колонка 3), тоді недостатня кількість води забирається з баку – тобто результат заноситься в 5-ту колонку, при цьому колонка 4 залишається вільною; якщо водоспоживання (колонка 2) в годину, яка розглядається, менше подачі насосної станції (колонка 3), тоді надлишок води поступає до баку – тобто результат заноситься в 4 колонку, а вільною залишається колонка 5;
- колонку 6 починають заповнювати виходячи з припущення, що бак до години максимального забору води був порожнім, потім до визначеного об'єму бака додається кількість води, якщо у наступному рядку є значення в колонці 4, або віднімається від попереднього об'єму, якщо значення є в колонці 5.

За результатами розрахунку з таблиці 4.2 із колонки 6 вибирається два числа:

- найбільше позитивне - $\max^+$;
 - найбільше за модулем негативне - $\max^-$
- Тоді регулюючий об'єм резервуарів, м^3 :

$$W_{\text{рег}} = \frac{\kappa \cdot Q_{\text{розр}}}{100}, \quad (4.2)$$

Де $\kappa = (\max^+ + \max^-)$

А розрахункові витрати води за добу максимального водоспоживання: $\text{м}^3/\text{добу}$,

$$Q_{\text{розр}} = \sum Q_{\text{год}} \cdot \kappa_{\text{доб}}, \quad (4.3)$$

де $\sum Q_{\text{год}}$ – загальне споживання води містом за добу (сума колонки 9 з таблиці (4.1)

$\kappa_{\text{доб}}$ – коефіцієнт добової нерівномірності (дає викладач)

Таблиця 4.1

Визначення загального добового споживання води містом

Години доби	Споживання населенням		Споживання лікарнями і готелями		Споживання банями і пральнями		Загальне споживання води	
	%	$\text{м}^3/\text{год.}$	%	$\text{м}^3/\text{год.}$	%	$\text{м}^3/\text{год.}$	%	$\text{м}^3/\text{год.}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Таблиця 4.2

Визначення регулюючої місткості резервуара

Години доби	Кількість води (%)				
	що споживається з сітки від середньодобової витрати	що рівномірно подається насосами при цілодобовій роботі	Находження води в бак — різниця між кількістю води, що подається насосами і споживаною з сітки	Витрата з бака	Решта в баку
1	2	3	4	5	6
0-1	1,5	4,17	2,67	-	8,81
1-2	1,5	4,17	2,67	-	11,48
2-3	1,5	4,17	2,67	-	14,15
3-4	1,5	4,17	2,67	-	16,82
4-5	2,5	4,17	1,67	-	18,49
5-6	3,5	4,17	0,67	-	19,16
6-7	4,5	4,17	-	0,33	18,83
7-8	5,5	4,17	-	1,33	17,50
8-9	6,25	4,17	-	2,08	15,42
9-10	6,25	4,17	-	2,08	13,34
10-11	6,25	4,17	-	2,08	11,26
11-12	6,25	4,17	-	2,08	9,18
12-13	5,0	4,17	-	0,83	8,35
13-14	5,0	4,17	-	0,83	7,52
14-15	5,5	4,17	-	1,33	6,19
15-16	6,0	4,17	-	1,83	4,36
16-17	6,0	4,16	-	1,84	2,52
17-18	5,5	4,16	-	1,34	1,18
18-19	5,0	4,16	-	0,84	0,34
19-20	4,5	4,16	-	0,34	0,00
20-21	4,0	4,16	0,16	-	0,16
21-22	3,0	4,16	1,16	-	1,32
22-23	2,0	4,16	2,16	-	3,48
23-24	1,5	4,16	2,66	-	6,14
	100	100	19,16	19,16	

Завдання

- Обчислити регулюючу місткість бака в башті згідно запропонованого варіанту (табл.4.3). Обчислення записати у вигляді таблиці 4.2.
- Побудувати ступінчатий графік подачі-водоспоживання.

Таблиця 4.3

Приблизне розподілення витрати води по годинах доби (у %)

Номер варіанту	1	2	3	4	5	6
Години доби	Населені пункти				Лікарні, готелі	Бані, пральні
	К _{год} =1,25	К _{год} =1,35	К _{год} =1,7	К _{год} =2		
0-1	3,35	3,0	1,00	0,75	0,2	-
1-2	3,35	3,2	1,00	0,75	0,2	-
2-3	3,30	2,5	1,00	1,00	0,2	-
3-4	3,20	2,6	1,00	1,00	0,2	-
4-5	3,25	3,5	2,00	3,00	0,5	-
5-6	3,40	4,1	3,00	5,5	0,5	-
6-7	3,85	4,5	5,00	5,5	3,0	-
7-8	4,45	4,9	6,50	5,5	5,0	-
8-9	5,20	4,9	6,50	3,5	8,0	6,25
9-10	5,05	5,6	5,50	3,5	10,0	6,25
10-11	4,85	4,9	4,50	6,0	6,0	6,25
11-12	4,60	4,7	5,50	8,5	10,0	6,25
12-13	4,60	4,4	7,00	8,5	10,0	6,25
13-14	4,55	4,1	7,00	6,0	6,0	6,25
14-15	4,75	4,1	5,50	5,0	5,0	6,25
15-16	4,70	4,4	4,50	5,0	8,5	6,25
16-17	4,65	4,3	5,00	3,5	5,5	6,25
17-18	4,35	4,1	6,50	3,5	5,0	6,25
18-19	4,40	4,5	6,50	6,0	5,0	6,25
19-20	4,30	4,5	5,00	6,0	5,0	6,25
20-21	4,30	4,5	4,50	6,0	2,0	6,25
21-22	4,20	4,8	3,00	3,0	0,7	6,25
22-23	3,75	4,6	2,00	2,0	3,0	6,25
23-24	3,60	3,3	1,00	1,0	0,5	6,25
	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Примітка: К_{год} — коефіцієнт годинної нерівномірності: $K_{год} = \frac{Q_{макс.год}}{Q_{сер.год}}$

Контрольні питання:

1. З чим пов'язана нерівномірність споживання води?
2. Від чого залежить коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання?
3. Як визначається регулююча місткість резервуара?
4. Скільки води необхідно врахувати на пожежогасіння?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №5

СКЛАД СТИЧНИХ ВОД ТА УМОВИ СКИДАННЯ ЇХ У ВОДНІ ОБ'ЄКТИ

Мета роботи

Ознайомитися з вимогами до якості стоків при киданні їх у водойми. Навчитися визначати концентрації забруднень у господарсько-побутових та виробничих стічних водах.

Теоретичні відомості

Ступінь забруднення стічних вод характеризується кількістю мінеральних, органічних та бактеріальних домішок, що містяться в розчиненому або нерозчиненому стані. Концентрація забруднень побутових стічних вод в міліграмах на літр за кількістю завислих речовин, БПК, кількістю амонійного азоту, фосфатів (P_2O_5) хлоридів, поверхнево-активних речовин (ПАР) визначається за формулою:

$$C = \frac{a \cdot 1000}{q_n} \quad (5,1)$$

де: a - кількість забруднень, що надходить за добу від однієї людини, г;
 q_n - норма водовідведення, л на одну людину за добу.

Нормативна кількість забруднень за добу від однієї людини для побутових стічних вод приведена в нормативних документах і складає в г/добу

Завислі речовини		65
БПКповне	непроясненої рідини	75
БПКповне	проясненої рідини	40
Азот амонійних солей (N)		8
Фосфати (P_2O_5)		3,3
Хлориди (Cl)		9
Поверхнево-активні речовини (ПАР)		2,5

Побутові стічні води надходять на очисні споруди разом з виробничими. Знаючи кількість побутових та виробничих стічних вод і концентрацію забруднень в них, визначають концентрацію забруднень в суміші стоків

$$C_{mid} = \frac{C_n \cdot Q_n + \sum C_p \cdot Q_p}{Q_n + \sum Q_p}, \quad (5.2)$$

де: C_n , C_p - концентрація забруднень побутових та виробничих стічних вод;
 Q_n , Q_p - середньодобові витрати побутових та виробничих стічних вод.

При визначенні концентрації забруднень у виробничих стічних водах користуються результатами аналізів або даними, що наведені в довідковій літературі.

Умови скидання стічних вод у водні об'єкти регламентуються норматив-ними актами та правилами, а саме Законом України “Про охорону навколишнього природного середовища”. Якість очищення стічних вод повинна бути такою, щоб якість води у водоймі після скидання в неї стічних вод була не нижче, ніж якість для води, що обумовлена нормативними документами.

При визначенні необхідного ступеня очищення стічних вод враховують витрати стічних вод, ступень змішування стоків з водойми, склад стічних вод і якість води водойми, здатність води самоочищуватись, граничнодопустимі концентрації забруднень, лімітуючи ознаки шкідливості речовин, санітарні ви-моги, відстань до найближчого пункту водокористування тощо.

Для проточної водойми умова скидання стічних вод за нормативним по-казником вмісту шкідливих домішок визначається нерівністю:

де C_z - концентрація забруднювача в стічних водах, якої потрібно досягти в ре-зультаті очищення; $C_{з.в}$ - концентрація того самого виду забруднювача у воді

$$C_z \cdot q + C_{з.в} \cdot a \cdot Q \leq (a \cdot Q + q) \cdot C_{ГДК}, \quad (5.3)$$

Де C_z – концентрація забруднювача в стічних водах, якої потрібно досягти після очищення; $C_{з.в}$ – концентрація того самого забруднювача у воді водойми до скидання стічних вод; $C_{ГДК}$ - ГДК забруднювача; a - коефіцієнт змішування, що показує, яка частина води у водоймі змішується зі стічними во-дами в розрахунковому створі водойми; Q - витрата води у водоймі; q - витрати стічних вод, що надходять у водойм.

Умови скидання стічних вод до непроточної водойми визначають за спів-відношенням:

$$C_z \leq C_{з.в} + n_p \cdot (C_{ULR} - C_{з.в}), \quad (5.4)$$

де n_p - кратність найменшого розбавлення.

Необхідну ступінь очищення стічних вод від певного забруднення, $E_{нотр}$, (наприклад, від завислих речовин або за величиною БПК_{повне}) у відсотках ви-значають за виразом:

$$E_{нотр} = \frac{C - C_z}{C} \cdot 100, \quad (5.5)$$

Детальніше методики розрахунку необхідного ступеня очищення стічних вод наведені в [10].

ПРИКЛАДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ

Приклад 5.1. Визначити концентрації забруднень у господарсько-побутових стічних водах від населеного пункту, а якому проживають 40 тис. жителів. Норма водовідведення 250 л/(чол.·доб).

Вирішення: Визначаємо концентрації забруднень у стічних водах:

$$C_{zn}^{ЗР} = \frac{a^{ЗР} \cdot 1000}{q_{wn}} = \frac{65 \cdot 1000}{250} = 260 \text{ мг/л}$$

$$C_{zn}^{БПК} = \frac{a^{БПК} \cdot 1000}{q_w} = \frac{40 \cdot 1000}{250} = 160 \text{ мг/л}$$

$$C_{zn}^{ПАР} = \frac{a^{ПАР} \cdot 1000}{q_w} = \frac{2,5 \cdot 1000}{250} = 10 \text{ мг/л}$$

де: a^{3P} , $a^{БПК}$, $a^{ПАР}$ - норма забруднюючих речовин з розрахунку на одного жителя, відповідно: за завислими речовинами - $a^{3P} = 65 \text{ мг/л}$;

за БПК_{повн} проясненої води - $a^{БПК} = 40 \text{ мг/л}$;

за поверхнево-активними речовинами - $a^{ПАР} = 2,5 \text{ мг/л}$;

N_k - кількість жителів, що проживають у каналізованих районах, чол.; q_w - добова норма водовідведення л/(чол.·доб).

Приклад 5.2. Визначити концентрації забруднень у суміші господарсько-побутових та виробничих стічних вод від населеного пункту, в якому розташовані два промислових підприємства: консервний завод і хлібокомбінат. Кількість жителів і питома норма водовідведення від населення, як і в прикладі 5.1. Характеристика промислових стічних вод від плодоовочевого консервного заводу - завислі речовини 330 мг/л, БПК_{повн} -450 мг/л, ПАР — 13 мг/л; від хлібокомбінату – БПК_{повн}=390 мг/л, ПАР —9 мг/л; завислі речовини — 490мг/л.

Витрати виробничих стічних вод: від плодоовочевого консервного заводу - 840 м³/доб; від хлібокомбінату - 180 м³/доб. Стічні води від промислових підприємств за своїм складом відповідають вимогам СНіП 2.04.03 — 85 для прийому їх в каналізаційну мережу міста.

Вирішення: Визначаємо добові витрати стічних вод від населення

$$Q_{доб}^{zn} = \frac{q \cdot N}{1000} = \frac{230 \cdot 46500}{1000} = 10700 \text{ м}^3$$

Знаючи кількість побутових та виробничих стічних вод концентрацію забруднень в них, визначаємо за формулою 5.2 концентрацію забруднень в суміші господарсько-побутових та виробничих стічних вод:

$$C^{3P} = \frac{C_{ГП}^{3P} \cdot Q_{ДОБ}^{zn} + \sum C_{вир}^{3P} \cdot Q_{доб}^{вир}}{Q_{доб}^{zn} + \sum Q_{доб}^{вир}} = \frac{283 \cdot 10700 + 330 \cdot 840 + 490 \cdot 180}{10700 + 840 + 180} = 290 \text{ мг/л}$$

$$C^{БПК} = \frac{C_{zn}^{БПК} \cdot Q_{доб}^{zn} + \sum C_{вир}^{БПК} \cdot Q_{доб}^{вир}}{Q_{доб}^{zn} + \sum Q_{доб}^{вир}} = \frac{174 \cdot 10700 + 450 \cdot 840 + 390 \cdot 180}{10700 + 840 + 180} = 197 \text{ мг/л}$$

$$C^{ПАР} = \frac{C_{zn}^{ПАР} \cdot Q_{доб}^{zn} + \sum C_{вир}^{ПАР} \cdot Q_{доб}^{вир}}{Q_{доб}^{zn} + \sum Q_{доб}^{вир}} = \frac{10,9 \cdot 10700 + 13 \cdot 840 + 9 \cdot 180}{10700 + 840 + 180} = 11 \text{ мг/л}$$

де C_{zn} - концентрації забруднень в господарсько-побутових стічних водах мг/л, $C_{вир}$ - концентрації забруднень у виробничих стічних водах мг/л; $Q_{доб}^{zn}$, $Q_{доб}^{вир}$ - витрати побутових і виробничих стічних вод, м³/доб.

ВАРІАНТИ ЗАДАЧ ДЛЯ РОЗВ'ЯЗАННЯ

Задача 1. Визначити концентрації забруднень у господарсько-побутових стічних водах від населеного пункту, дані наведені в таблиці

Вихідні данні	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Кількість жителів, тис. чол	70,5	95	58	80	75
Норма водовідведення, л/(чол.·доб)	300	320	200	520	210

Задача 2. Визначити концентрації забруднень у суміші господарсько-побутових та виробничих стічних вод від населеного пункту, в якому розташовані два промислових підприємства, дані наведені в таблиці.

Вихідні данні	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Кількість жителів, тис. чол	64	50	48	90	70
Норма водовідведення, л/(чол.·доб)	255	320	325	290	395
Перше підприємство	цегловий	плодоовочев	автозавод	сирзавод	молокозавод
завислі речовини, мг/л	450	350	400	800	350
БПК _{повн} , мг/л	150	3200	120	140	550
ПАР, мг/л	2,5	19	20	5,4	15
Друге підприємство	пивоварний	м'ясокомбінат	тракторний	хлібозавод	цегловий
завислі речовини, мг/л	150	400	420	500	500
БПК _{повн} , мг/л	2000	2500	110	420	130
ПАР, мг/л	3	15	17	10	3,2

ПРАКТИЧНА РОБОТА 6

РОЗРАХУНОК ПРИТОКУ СТІЧНИХ ВОД МІСТА ДО КАНАЛІЗАЦІЙНОЇ МЕРЕЖІ

Мета роботи

Навчитися складати схему притоку стічних вод до каналізаційної мережі, ознайомитися з методикою розрахунків витрат стічних вод від населення міста та інших користувачів системою водовідведення.

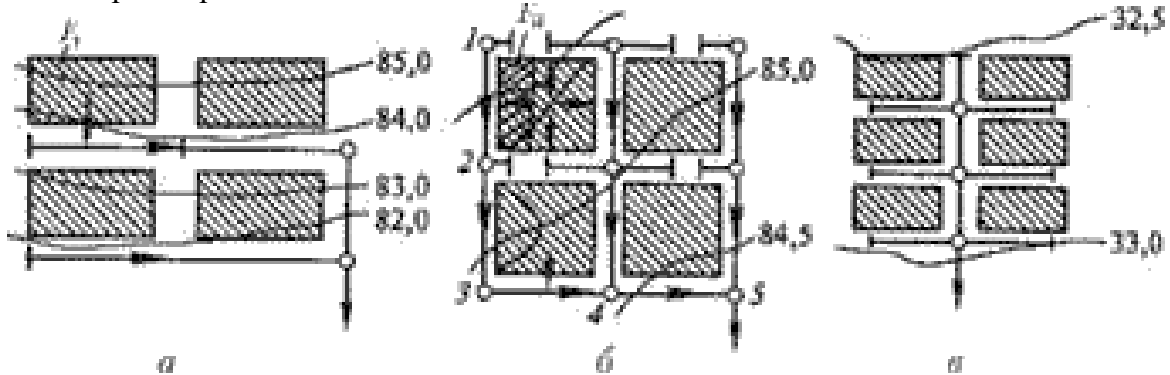
Теоретичні відомості

Водовідвідні системи поділяють на такі види: загальносплавна; роздільна; комбінована (по виду споживачів та якості стічних вод). Схема водовідведення - це склад і посідовність споруд системи водовідведення.

Міські схеми трасування мереж залежать від місцевих умов. Серед усіх схем, які найбільш часто зустрічаються на практиці, можна виділити такі: перпендикулярну, пересічену, паралельну, зонну та радіальну.

В залежності від рельєфу місцевості, розмірів кварталів та типу забудови, вуличні мережі трасуються за такими схемами:

- охоплююча;
- по пониженій стороні кварталу;
- черезквартальна.



- а – по пониженій стороні кварталу; б - охоплююча; в - черезквартальна;
- Рис. 6.1. Схеми трасування каналізаційних мереж:

На основі вивчення рельєфу місцевості визначають межі басейнів каналізування для вибору напрямку руху стічних вод по трубах проектованої каналізаційної мережі. Як правило, напрям руху потоку стічних вод або ухилів труб повинен слідувати за падінням рельєфу місцевості. Відповідно до цього принципу в генплан наносять вуличні, бічні та головні колектори. Бічні колектори намічають за зниженими ділянками місцевості. Напрями руху стічних вод вказують стрілками. Нумерують ділянки головного колектора. Намічають попереднє місце розташування головної НС і НС підкачки, та трасування напірних трубопроводів.

ання.

Каналізаційні лінії слід прокладати прямолінійно. В місцях поворотів мереж, в місцях зміни ухилу та діаметру труб, а також в місцях з'єднання декількох ліній необхідно влаштовувати колодязі.

Проектуючи трасу каналізаційної мережі, необхідно уникати або зводити до мінімуму число перетинів із залізничною колією, підземними спорудами та водними перешкодами.

Як правило вулиці та проїзди міста насичені підземними комунікаціями різного призначення, тому водовідвідні мережі доводиться прокладати паралельно з іншими та влаштовувати з ними перетини. При цьому мають бути забезпечені мінімально допустимі відстані між комунікаціями, щоб не допустити їх руйнування під час будівництва та ремонту, забезпечити нормальні умови їх експлуатації, дотримання санітарних вимог та вимог техніки безпеки, а саме:

- до теплотрас - 1,0 -1,5м;
- до ліній електропередач до 35 кВ - 5м;
- до ліній електропередач більше 35 кВ - 10м;
- до дерев цінних порід - 2,0м;

- до щогл та опор освітлення, зв'язку, контактної мережі - 1,5м;
- до бортового каменя автодоріг -1,5м;
- до краю кювету-1,0м;
- до трамвайних та заводських колій - 1,5м;
- до залізничних колій загальної мережі - 4м (до осі колії);
- до підшви насипу - не менше глибини траншеї.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та газопроводом при паралельному прокладанні приймається в залежності від тиску газу в газопроводі:

- при низькому тиску до 5 кПа -1,0м;
- при середньому тиску до 0,3 мПа - 1,5м;
- при високому тиску до 0,6 мПа - 2,0м;
- при високому тиску до 1,2 мПа -5м.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та водопроводом приймається:

- при паралельному прокладанні на одному рівні та діаметрі водопроводу до 200мм - не менша за 1,5м, при більшому діаметрі - не менша за 3м
- при прокладанні мереж водовідведення вище від водопроводу на 0,5м та більше - не менша за 5м в водопроникних ґрунтах.

При перетинах з водопроводом водовідвідна мережа прокладається нижче від водопроводу не менше, як на 0,4м Цієї вимоги можна не дотримуватися, якщо водопровід прокладений в футлярі і виконаний з металевих труб.

У випадку, коли при перетині водовідвідна мережа прокладається вище водопроводу, останній береться у футляр з металевих труб. Довжина захищеної ділянки по обидва боки від перетину приймається в водонепроникних ґрунтах (глинистих) - не меншою за 3м, в фільтруючих - 10м).

Для проведення гідравлічного розрахунку каналізаційної мережі необхідно визначити витрату стічної води на кожній ділянці мережі. Розрахунковою ділянкою називають каналізаційну лінію між двома точками, на якій розрахункову витрату умовно приймають постійною. За основу при визначенні розрахункових витрат приймають середньодобову норму водовідведення, що дорівнює нормі водоспоживання.

Витрата стічних вод від населення міста

Середньодобову витрату стічних вод від населення міста знаходять за формулою

$$Q_{\text{сер.доб}} = \frac{N \cdot Q_{\delta}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (6.1)$$

де q_{δ} - питоме водовідведення, л/доб на 1 людину.

Середня секундна витрата дорівнює

$$q_{\text{сер.сек}} = \frac{N \cdot q_{\delta}}{24 \cdot 60 \cdot 60} \text{ л/с}, \quad (6.2)$$

Максимальну і мінімальну добові витрати визначають за формулами

$$Q_{\text{max}} = Q_{\text{сер.доб.}} \cdot K_{\text{max}}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (6.3)$$

$$Q_{\text{min}} = Q_{\text{сер.сек.}} \cdot K_{\text{min}}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (6.4)$$

де K_{max} , K_{min} - максимальний і мінімальний коефіцієнти

нерівномірності притоку стічних вод, що визначають залежно від середньої витрати за
табл 6.1

Таблиця 6.1

Загальний коефіцієнт нерівномірності притоку стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний $K_{\max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Мінімальний $K_{\min}$	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Витрата стічних вод від промислових підприємств

Витрата стічних вод від промислових підприємств складається з витрат побутових стічних вод, стічних вод від душових і витрати виробничих стічних вод.

Витрата побутових стічних вод від підприємства

Питоме водовідведення побутових стічних вод на промислових підприємствах на 1 робітника приймається в розмірі 45 л/зміну в цехах з тепловиділенням більше 80 кДж/год на 1м³ об'єму та 25 л/зміну в інших цехах та допоміжних будівлях. Розрахункові формули аналогічні формулам при розрахунках водопостачання п.1.3.(а).

Витрати стічних вод від душових приміщень визначають окремо. Тривалість дії душових приймають рівною 45 хвилиною, а надходження їх у водовідвідну мережу залежить від характеру виробництва. Питоме водовідведення душових стічних вод приймається:

- для групових душових – 500 л/год на одну душову сітку;
- для індивідуальних – 40 або 60л на одну процедуру, в залежності від санітарного режиму.

Кількість приймаючих душ на одну душову сітку приймається в залежності від характеру виробництва і складає від 3 до 15 робітників. Розрахункові формули аналогічні формулам при розрахунках водопостачання п.1.3.(б).

Водовідведення від підприємств місцевої промисловості та невраховані витрати приймаються в розмірі 5–10% витрати стічних вод від населення.

Завдання.

Розрахувати витрати стоків для господарсько-побутової каналізації частини міста(схема надається викладачем)

Розрахункові максимальні секундні витрати господарсько-побутових стічних вод, л/с, рекомендується визначати за коефіцієнтами добової та годинної нерівномірності, а за їх відсутності допускається [9, п. 7.1.6, табл. 2] розраховувати за середньодобовими (за рік) витратами стічних вод $q_{\text{сер}}$; яке переведене в л/с, та максимальним коефіцієнтом нерівномірності припливу стічних вод: $K_{\max}$

$$q_{\max} = q_{\text{сер}} \cdot K_{\max} \quad (6,5)$$

Середні витрати стічних $q_{\text{сер}}$ розраховують окремо для кожної розрахункової ділянки мережі, як суму шляхових $q_{\text{шл}}$, транзитних $q_{\text{тр}}$, бокових $q_{\text{б}}$ та зосереджених $q_{\text{зс}}$ витрат води

$$q_{cp} = q_{шл} + q_{тр} + q_б + q_{зс} \quad (6,6)$$

Шляхові витрати води формуються на розрахунковій ділянці по всій її довжині і можуть визначатись за формулою

$$q_{шл} = q_o \cdot F_o \quad (6.7)$$

Де F_o — площа житлових кварталів, з яких поступають стічні води в розрахункову ділянку трубопроводу, га;

q_o - модуль стоку, л/с/га

$$q_o = \frac{q_{жс} \cdot P}{86400} \quad (6.8)$$

де P - Щільність населення на 1 га (згідно із завданням);

$q_{жс}$ — питома середньодобова (за рік) норма водовідведення, л/добу на одного жителя, [9, табл. 1].

Модуль стоку визначають для кожного кварталу, який відрізняється від: інших щільністю населення та нормою водовідведення.

Для спрощення розрахунків умовно вважають, що всі шляхові витрати від житлових кварталів надходять тільки в початкову точку ділянки, а не змінюються на всій її довжині.

Транзитні і бокові витрати приймають рівними середнім витратам на ділянках, які приєднані до початкового вузла розрахункової ділянки, відповідно, по розрахунковому напрямку і зі сторони бокового під'єднання.

Зосереджені витрати - витрати від промислових підприємств, комунально-побутових та громадських закладів, які розраховують за формулами зазначеними вище (даної практичної роботи) , а також пункту 1.3 (витрати на виробничі потреби підприємств) або згідно даних по об'єктам -аналогам [9, табл. 2, прим. 1].

Визначення розрахункових витрат стічних вод починають від вододілів (крайніх верхніх точок розрахункової схеми мережі) і виконують у формі табл. 6.2

Таблиця 6.2

Розрахунок витрат стоків для господарсько-побутової каналізації частини міста

Розрахункові ділянки	Номери кварталів, які формують шляхові витрати	Площа кварталів в F_o , га	Модуль стоку q_o , л/с/га	Середня витрата стічних вод $q_{сер}$; л/с					K_{max}	Q_{max} , л/с
				шляхові	транзитні	бокові	зосереджені	сумарні		
1-2										
2-3										

Контрольні питання:

- Назвіть основні вимоги до способу відведення стічних вод.
- Що таке схема водовідведення, її основні елементи?
- Яка різниця між «схемою» і «системою» водовідведення?
- Які системи водовідведення використовують в сучасних населених пунктах?
- Які схеми трасування міських мереж зустрічаються в практиці проектування?
- Як розташовують трубопроводи водовідвідної мережі в поперечному переході вулиці?
- Чим обумовлені мінімальні відстані між комунікаціями при їх паралельному прокладенні?
- Яких умов треба притримуватись при паралельному прокладенні і пересіченні трубопроводів водопостачання і водовідведення?

ПРАКТИЧНА РОБОТА 7

РОЗРАХУНОК ПАРАМЕТРІВ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ І РАДІАЛЬНИХ ПЕРВИННИХ ВІДСТІЙНИКІВ

Мета роботи

Навчитись визначати основні технологічні параметри горизонтальних і радіальних первинних відстійників.

Теоретичні відомості

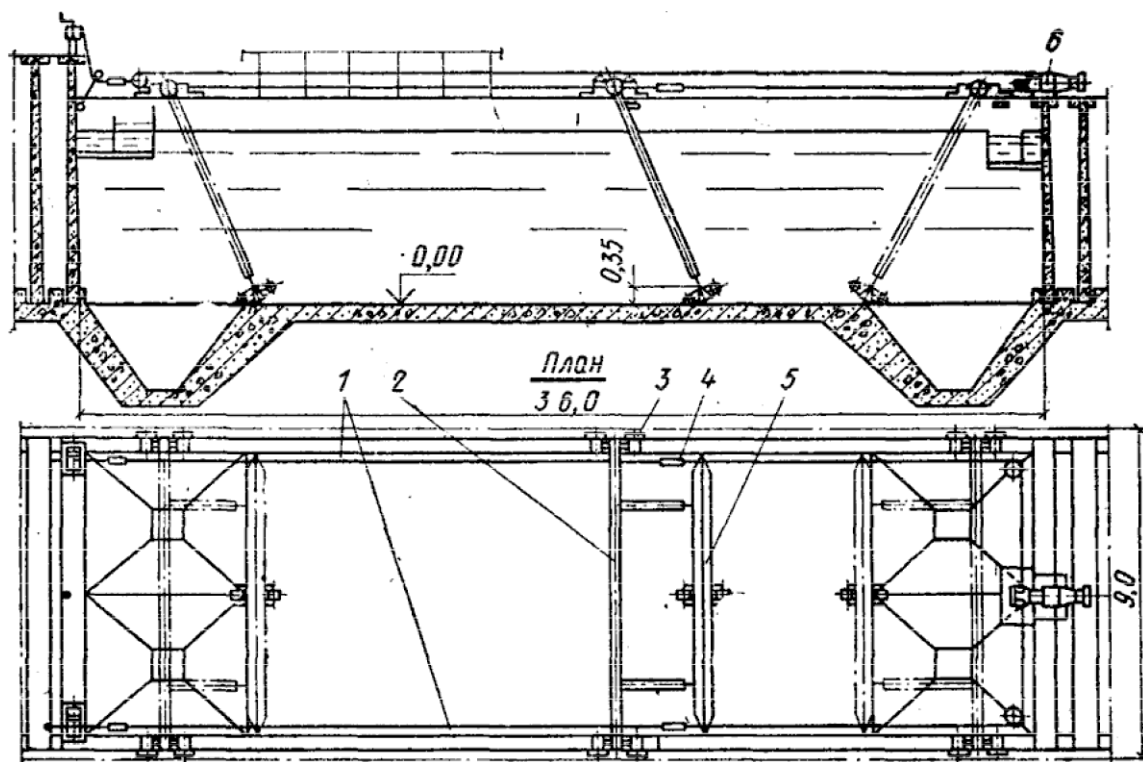
У розрахунку відстійників необхідно задіяти такі дані: максимальна витрата стічних вод Q , м³/год; концентрація в стоках завислих частинок речовин C , мг/л; необхідний ступінь очищення стоків або припустимий вміст завислих частинок речовин в освітленій воді $C_{зр}$, мг/л (його величину беруть із санітарних норм); u - гідравлічна крупність частинок, які необхідно видалити для забезпечення необхідної ефективності очищення E , (вона становить 50 — 98 %). Гідравлічна крупність впливає на швидкість відстоювання стоків, яка у свою черги залежить від кривих кінетики відстоювання, отриманих у лабораторних умовах. Розрахунок гідравлічної крупності частинок виконується за такою формулою:

$$u = \frac{1000 \cdot H \cdot K}{t_1 \cdot \left(\frac{H \cdot K}{h_1}\right)^n}, \quad (7.1)$$

де H — глибина проточної частини відстійника, м; K — коефіцієнт використання об'єму відстійника; t_1 — тривалість відстоювання в лабораторному циліндрі при висоті шару h_1 , протягом якого досягається необхідний ефект освітлення; n - коефіцієнт пропорційності, що залежить від агломерування завислих частинок речовин у процесі осадження в різних шарах води ($h_1 > h_2$), його розраховують, використовуючи таку формулу:

$$n = \frac{\lg t_1 - \lg t_2}{\lg h_1 - \lg h_2}, \quad (7.2)$$

де h_1 і h_2 — висота шарів відстоювання в лабораторних умовах, мм; t_1 і t_2 — тривалість відстоювання у відповідних шарах, коли досягається необхідний ефект, с [2].



1 — канат; 2 — балка; 3 — візок; 4 — динамометр; 5 — шкребок; 6 — електропривід

Рис. 7.1 Горизонтальний первинний відстійник:

В очисних системах найбільш поширені горизонтально розміщені відстійники з такими розмірами: довжина 24...30 м, ширина кожного з робочих відділень 9 м, кількість відділень 4...8, глибина зони відстоювання 3...4 м (Рис. 7.1)

Середня тривалість відстоювання в таких апаратах становить 1...1,5 год.
Технічні характеристики таких відстійників наведено в табл. 7.1

Таблиця 7.1 — Технічні характеристики первинних горизонтальних відстійників

Показники	Пропускна здатність очисних споруд, тис. м ³ /добу				
	25	35	50	70	100
Витрати води, м ³ /год	1400	1900	2600	3500	4900
Пропускна здатність (м ³ /год) з тривалістю відстоювання 1,5 год	1160	1740	2130	3200	4260
Геометричні розміри, м:					
Довжина	24	24	30	30	30
ширина	6	6	9	9	9
Кількість відстійників	4	6	4	6	8
Фактичний об'єм, м ³	1740	2610	3200	4800	6400

Приклад розв'язування типової задачі

Задача 1. Розрахувати розміри та пропускну здатність горизонтальних первинних відстійників механічної очистки виробничих стічних вод. Яка кількість відстійників

необхідна для очисних споруд із пропускною здатністю 120 м³/год. Вихідні величини параметрів очисних споруд наведено в табл. 7.2.

Таблиця 7.2 — Вихідні величини для розрахунку параметрів очисних споруд

Назва показника	Умове познач.	Одиниця виміру	Значення
Довжина відстійника	L	м	$L = \frac{\nu H}{K(u_0 - \omega)}$
Пропускна здатність відстійника	Q_1	м³/год	$Q_1 = 3.6KHB\nu$
Коефіцієнт використання об'єму відстійника	K	безрозм.	0,5
Робоча глибина відстійної частини	H	м	3
Ширина відстійника	B	м	9
Швидкість потоку	ν	мм/с	10
Гідравлічна крупність частинок	u_0	мм/с	$u_0 = \frac{1000HK}{t_1(HK/h_1)^n}$
Коефіцієнт пропорційності, що залежить від агломерування завислих частинок у процесі утворення осаду	n	безрозм.	$n = \frac{\lg t_1 - \lg t_2}{\lg h_1 - \lg h_2}$

Висота шару відстоювання в лабораторних умовах	h_1 h_2	мм мм	200 1000
Тривалість відстоювання у відповідних шарах, коли досягається необхідний ефект очищення	t_1 t_2	с с	135 320
Концентрація завислих частинок у речовинах: до очищення після нього	$C_{зр}^1$ $C_{зр}^2$	мг/л мг/л	120 45

Примітка: $\omega = 0$, коли $\nu = 5$ мм/с; $\omega = 0,05$, якщо $\nu = 10$ мм/с.

Розв'язання:

- Знаходимо коефіцієнт пропорційності, значення якого залежить від агломерування завислих частинок речовин у процесі осадження, таким чином:

$$n = \frac{\lg t_1 - \lg t_2}{\lg h_1 - \lg h_2} = \frac{\lg 135 - \lg 320}{\lg 200 - \lg 1000} = \frac{-0.43}{-0.7} = 0.54$$

2. Визначасмо гідравлічну крупність частинок, а саме:

$$u_0 = \frac{1000HK}{t_1 (HK / h_1)^n} = \frac{1000 \cdot 3 \cdot 0.5}{135 \cdot (3 \cdot 0.5 / 0.2)^{0.54}} = \frac{1500}{135 \cdot 2.968} = \frac{1500}{400.74} = 3.74 \text{ мм}$$

3. Обчислюємо пропускну здатність відстійника, тобто

$$Q_1 = 3.6KHB\nu = 3.6 \cdot 0.5 \cdot 3 \cdot 0.5 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 10 = 486 \text{ м}^3/\text{год}$$

Як бачимо, цей параметр відповідає проектним і фактичним показникам припливу стічних вод.

4. Розраховуємо довжину горизонтального відстійника таким чином:

$$L = \frac{\nu H}{K(u_0 - \omega)} = \frac{10 \cdot 3}{0.5(3.74 - 0.05)} = \frac{30}{0.5 \cdot 3.69} = 16.26 \text{ м}$$

Порівнюючи отримане значення з фактичними витратами стічних вод, робимо висновок, що наявного відстійника буде достатньо для первинного механічного очищення стічних вод.

5. Ефективність механічного очищення в первинних горизонтальних відстійниках розраховуємо як різницю значень концентрації завислих речовин у стічній воді до і після очисних споруд, а саме:

$$\eta = \frac{C_1 - C_2}{C_1} = \frac{120 - 45}{120} = 0.63$$

Отже, ефективність очищення становить 63 %.

Задача 7.2. На станції очищення побутових стічних вод використовуються

2 радіальних відстійники діаметром 20 м. Визначити номінальне значення діаметра радіальних відстійників. Чи буде достатньою їх пропускну здатність при збільшенні витрати стічних вод на 40 %? Вихідні величини для обчислення параметрів відстійника наведено в табл. 7.3

Таблиця 7.3 — Вихідні величини для розрахунку параметрів відстійника

Найменування показника	Умовне познач.	Один. виміру	Значення
Діаметр відстійника	D	м	$D = \sqrt{\frac{4Q}{3.6\pi K(u_0 - \omega)}}$
Пропускна здатність одного відстійника	Q_1	м ³ /год	$Q_1 = \frac{Q_{заг}}{N}$
Пропускна здатність станції очищення стічних вод	$Q_{заг}$	м ³ /год	5000
Кількість робочих відстійників	N	шт	2
Коефіцієнт використання об'єму відстійника	K	безрозм.	0,65
Робоча глибина відстійної частини	H	м	4
Гідравлічна крупність частинок шкідливих речовин	u_0	мм/с	3,5

Примітка. $Q_{заг}$ - розрахункова витрата стічних вод, м³/год;

$\omega = 0$, якщо $v = 5$ мм/с; $\omega = 0,05$, коли $v = 10$ мм/с.

Розв'язання:

1. Обчислюємо пропускну здатність одного відстійника, тобто

$$Q_1 = \frac{Q_{\text{заг}}}{N} = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ м}^3/\text{год}$$

2. Визначимо номінальний діаметр радіального відстійника, таким чином:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{3,6\pi K(u_0 - \omega)}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2500}{3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,65(3,5 - 0,05)}} = 19,86 \text{ м}$$

Робимо висновок, що отриманий параметр відповідає реальним потребам водоочисних споруд.

3. Виконаємо розрахунок діаметра радіального відстійника за умови збільшення його пропускну здатності на 40 %, а саме:

$$Q_1 = \frac{Q_{\text{заг}}}{N} = \frac{5000 + 5000 \cdot 0,4}{2} = 3500 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{3,6\pi K(u_0 - \omega)}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3500}{3,6 \cdot 3,14 \cdot 0,65(3,5 - 0,05)}} = 23,5 \text{ м}$$

Як бачимо, у таких умовах значення номінального діаметра радіального відстійника має становити 24 м.

Контрольне завдання

Розрахувати розміри й пропускну здатність горизонтальних та радіальних відстійників для механічного очищення стічних вод і визначити необхідну їх кількість. Вихідні дані для розрахунку наведено в табл. 7.4

Таблиця 7.4 Вихідні дані для розрахунку первинних відстійників

№ вар.	Швидкість потоку v , мм/с	Робоча глибина відстійної частини H , м	Кількість відстійників N	№ вар.	Швидкість потоку v , мм/с	Робоча глибина відстійної частини H , м	Кількість відстійників N
1	5	2	1	11	15	4	3
2	6	3	2	12	16	5	2
3	7	4	3	13	17	2	1
4	8	5	2	14	18	3	2
5	9	2	1	15	19	4	3
6	10	3	3	16	20	5	2
7	11	4	2	17	21	2	1
8	12	5	1	18	22	3	2
9	13	2	2	19	23	4	3
10	14	3	2	20	24	5	2

Примітка. Номер варіанта студент визначає відповідно до номера свого прізвища в списку академічної групи.

Решту параметрів для розрахунку обираємо з вихідних даних, наведених в умовах до розв'язування типової задачі.

Питання для самоконтролю

1. Що являє собою коефіцієнт використання об'єму відстійника та як цей параметр впливає на його пропускну здатність?
2. Від яких параметрів залежить кількість необхідних на очисних спорудах відстійників?
3. Поясніть, що характеризує гідравлічна крупність частинок шкідливих речовин у стоках?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №8

ВИЗНАЧЕННЯ УМОВ СКИДАННЯ СТИЧНИХ ВОД У ПОВЕРХНЕВІ ВОДОЙМИ

Мета роботи

Навчитись визначати ступінь розбавлення стічних вод перед відведенням їх у водний об'єкт та максимальну граничну концентрацію шкідливої речовини в стоках підприємства.

Теоретичні відомості

Визначення умов скидання стоків у водні об'єкти та максимальної граничної концентрації шкідливої речовини $C_{\text{макс}}$, що допустима в них при надходженні в поверхневі водойми, відбувається за поданою нижче послідовністю.

Основне рівняння, що описує умови змішування стічних вод з природними водами має такий вигляд:

$$q \cdot C_{\text{ст}} + Q \cdot C_p = (q + \gamma \cdot Q) \cdot C_{\text{з.д.}} \quad (8.1)$$

звідки

$$C_{\text{з.д.}} = \frac{qC_{\text{ст}} + \gamma QC_p}{q + Q} \quad (8.2)$$

де q і Q витрата води у водотоці й витрата стічних вод, $\text{м}^3/\text{с}$; C_p і $C_{\text{ст}}$ концентрація даної шкідливої речовини у водотоці (фонова) і в стоках відповідно;

γ — коефіцієнт змішування природної води зі стоками; $C_{\text{н.д.}}$ — концентрація даної шкідливої речовини у водоймі перед розрахунковим пунктом водокористування (у загальному випадку це на відстані 1 км нижче за течією).

Для того, щоб визначити ступінь очищення або розбавлення стічних вод перед їх відведенням у водний об'єкт, необхідно спочатку розрахувати параметр γ за допомогою рівняння Фролова-Родзіллера [3], тобто

$$\gamma = \frac{1 - \beta}{1 + \frac{Q}{q} \beta} \quad (8.3)$$

Тут інтегральний коефіцієнт

$$\beta = e^{-\alpha \sqrt[3]{L}} \quad (8.4)$$

де L — відстань (м) по фарватеру від місця випуску стічних вод до найближчого створу водокористування, a — коефіцієнт, що враховує гідравлічні умови змішування, його визначають таким чином:

$$a = \xi \cdot \varphi \sqrt[3]{\frac{E}{q}} \quad (8.5)$$

де φ — відношення відстаней від між місцем скидання стоків і місцем водокористування по фарватеру і по прямій лінії, передбачають, що параметр дорівнює 1 та 1,5 в умовах берегового та стриженого скидання стічних вод відповідно; E — коефіцієнт турбулентної дифузії, який для рівнинних річок визначається за такою формулою:

$$E = \frac{V_{сер} \cdot H_{сер}}{200} \quad (8.6)$$

де $V_{сер}$ — середня швидкість течії річки, м/год; $H_{сер}$ — середня глибина русла, м. Остаточна кратність необхідного розбавлення стоків природною водою:

$$n = \frac{\gamma + Q + q}{q} \quad (8.7)$$

Для визначення максимальної граничної концентрації шкідливої речовини

$C_{макс}$ використовується таке рівняння:

$$C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{здж} - C_p) + C_{здж} \quad (8.8)$$

Приклад розв'язування типової задачі

Задача. Визначити умови скидання промислових стоків у водні об'єкти та максимальну граничну концентрацію забруднюючих речовин $C_{макс}$, що допустима при надходженні в поверхневі водойми.

Таблиця 8.1 — Вихідні величини для розрахунку параметрів скидання стоків

Концентрація шкідливої речовини $C_{от}$ мг/л					Фонова концен-трація C_p , мг/л	q , м ³ /с	Q , м ³ /с	L , м	ζ	$V_{сер}$, м/год	$H_{сер}$, м
фе-ноли	Cr ⁶⁺	Zn ²⁺	наф-та	Ni ⁺							
0,8	0,06	10	0,5	80,0	0,01 Cr ⁶⁺	0,8	0,1	6000	1	1,3	3,0

Розв'язання:

1. Визначасмо параметр γ за допомогою рівняння Фролова — Родзіллера в такій послідовності:

$$E = \frac{V_{сер} \cdot H_{сер}}{200} = 0,0195; \quad a = \xi \cdot \varphi^3 \sqrt{\frac{E}{q}} = 1,435 \quad ;$$

$$\beta = e^{-a} \sqrt[3]{L} = 11,76; \quad \gamma = \frac{1 - \beta}{1 + \frac{Q}{q} \beta} = -4,356$$

2. Концентрація кожної із шкідливих речовин $C_{з.д.}$ в розрахунковому пункті водокористування має такі значення:

$$\text{Для фенолу } C_{з.д.} = \frac{qC_{см} + \gamma QC_p}{q + Q} = \frac{0,8 \cdot 0,8 - 4,356 \cdot 0,1 \cdot 0}{0,8 + 0,1} = 0,711 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Cr^{6+} \quad C_{з.д.} = \frac{qC_{см} + \gamma QC_p}{q + Q} = \frac{0,8 \cdot 0,06 - 4,356 \cdot 0,1 \cdot 0,01}{0,8 + 0,1} = 0,049 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Zn^{2+} \quad C_{з.д.} = \frac{qC_{см} + \gamma QC_p}{q + Q} = \frac{0,8 \cdot 1,0 - 4,356 \cdot 0,1 \cdot 0}{0,8 + 0,1} = 8,89 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для нафти } C_{з.д.} = \frac{qC_{см} + \gamma QC_p}{q + Q} = \frac{0,8 \cdot 0,5 - 4,356 \cdot 0,1 \cdot 0}{0,8 + 0,1} = 0,444 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Ni^{+} \quad C_{з.д.} = \frac{qC_{см} + \gamma QC_p}{q + Q} = \frac{0,8 \cdot 80 - 4,356 \cdot 0,1 \cdot 0}{0,8 + 0,1} = 71,11 \text{ мг/л}$$

3. Визначаємо максимальну граничну концентрацію кожної із перелічених вище шкідливих речовин, а саме:

$$\text{Для фенолу } C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{з.дк} - C_p) + C_{з.дк} = \frac{-4,356 \cdot 0,1}{0,8} (0,001 - 0) + 0,001 = 0,45 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Cr^{6+} \quad C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{з.дк} - C_p) + C_{з.дк} = \frac{-4,356 \cdot 0,1}{0,8} (0,05 - 0,01) + 0,05 = 0,028 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Zn^{2+} \quad C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{з.дк} - C_p) + C_{з.дк} = \frac{-4,356 \cdot 0,1}{0,8} (1,0 - 0) + 1,0 = 0,4555 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для нафти } C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{з.дк} - C_p) + C_{з.дк} = \frac{-4,356 \cdot 0,1}{0,8} (0,1 - 0) + 0,1 = 0,046 \text{ мг/л}$$

$$\text{Для } Ni^{+} \quad C_{макс} = \frac{\gamma Q}{q} (C_{з.дк} - C_p) + C_{з.дк} = \frac{-4,356 \cdot 0,1}{0,8} (0,1 - 0) + 0,1 = 0,046 \text{ мг/л}$$

Контрольні завдання

1. Визначити кратність необхідного розбавлення стічних вод природною водою
2. .Обчислити концентрацію забруднювачів у водоймі перед розрахунковим пунктом водокористування. наведено в табл. 8.2.

Таблиця 8.2 - Вихідні дані для визначення умов спуску стічних вод

Показник	Позначення	Значення для розрахунку	Одиниця виміру
Концентрація фенолу в стоках підприємства	$C(\text{фен})$	$0,1 \cdot N_{\text{вар}}$	мг/л
Концентрація хрому в стоках підприємства	$C(\text{Cr}^{6+})$	$0,01 \cdot N_{\text{вар}}$	мг/л
Концентрація цинку в стоках підприємства	$C(\text{Zn}^{2+})$	$N_{\text{вар}}$	мг/л
Концентрація нафти в стоках підприємства	$C(\text{наф})$	$0,6 \cdot N_{\text{вар}}$	мг/л
Концентрація нікелю в стоках підприємства	$C(\text{Ni}^{+})$	$9 \cdot N_{\text{вар}}$	мг/л
Значення коефіцієнта для різних видів скидання стічних вод (берегове — 1, стрижневе — 1,5)	ζ	Для парних номерів варіанта — берегове, для непарних — стрижневе	

Примітка. Значення змінної $N_{\text{вар}}$ відповідає порядковому номеру студента в списку академічної групи.

Решту параметрів для розрахунку обираємо з вихідних даних в умовах до розв'язування типової задачі.

Питання для самоконтролю

1. Яке явище характеризує коефіцієнт турбулентної дифузії забруднювачів у водоймах?
2. Яким чином визначають ступінь розбавлення стоків природною водою перед їх відведенням у водний об'єкт?
3. Які дані використовують для визначення максимальної граничної концентрації шкідливої речовини в стічних водах?

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1986. – 136 с.
2. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання. – К., 2001. - 303 с.
3. СНиП 2.04.01-85. Внутренний водопровод и канализация зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – 56 с.
4. Найманов А.Я., Никиша С.Б., Насонкина Н.Г. и др. Водоснабжение. – Донецк, 2004. – 650 с.
5. Кравченко В.С. Водопостачання та каналізація. – К.: Кондор, 2003. – 288 с.
6. Абрамов Н.Н. Водоснабжение. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982.
7. Андронов В.А., Буц Ю.В., Крайнюк О.В., Коврегин В.В. Екологія. Навч. посібник. / Х.: УЦЗУ, 2008. – 382 с.
8. Антіпов І.А., Кулешов М.М., Петухова О.А. Протипожежне водопостачання. Підручник / Харків, 2004. – 255 с.
9. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. - К.: Міп регіонбуд України. 2013. - 207 с.
10. Лукіних А.А., Лукіних Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Павловского М., Стройиздат, 1974. - 432 с.
11. Ю.М. Константинов, А.А. Василенко, А.А. Сапунин, Б.Ф. Батченко. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. – К.: Будівельник, 1987 г.

Навчально-методичне видання
Водопостачання і водовідведення
Методичні вказівки до практичних робіт
Укладачі: Ковальчук Н.В., Руденко Т.В., Клименко В.В.

Тиражування на різнографі:
Здано в набір _____. Підписано до друку _____. 14 Формат 60x84 1/16. Папір газетний. Умов. друк. арк.
. Зам. _____. Тираж _____ прим.

ЦНТУ. м. Кропивницький, пр. Університетський, 8.