

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**Київський національний університет будівництва і архітектури**

**О.А.ВАСИЛЕНКО**

## **МЕРЕЖІ ВОДОВІДВЕДЕННЯ**

**Конспект лекцій**

**Київ 2018**

## **Лекція №1**

Водовідведення і очистка стічних вод є однією із спеціальних дисциплін, яку вивчають студенти за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» та спеціалізацією «Водопостачання і водовідведення». В процесі вивчення цієї дисципліни майбутні фахівці готуються вирішувати задачі відведення стічних вод за межі міст і промислових підприємств, очистки, знезараження і випуску їх у водойми, або на повторне використання, а також обробки осадів, які утворюються в процесі очистки.

Одним із складових цієї дисципліни є розділ «очистка міських стічних вод» мета якого є опанування студентом принципами облаштування і проектування споруд для очистки стічних вод різних категорій.

Вивчення цього розділу може бути забезпечено після вивчення наступних дисциплін навчального плану: геодезія, інженерна геологія і гідрогеологія, технічна механіка рідини і газу, інженерна гідравліка, спеціальні питання гідравліки систем водопостачання і водовідведення, гідравлічні і аеродинамічні машини, насосні і повітродувні станції, електротехніка, будівельні матеріали, раціональне використання і охорона водних ресурсів, водовідвідні мережі.

Навчальний посібник складено у відповідності з програмою дисципліни «Водопостачання і водовідведення» розділ «Мережі водовідведення».

Наведені в посібнику довідкові дані і послідовність проектування мереж водовідведення можуть бути корисними при виконанні курсового і дипломного проектів.

## **Стічні води**

### **Забруднення стічних вод**

**Стічна вода** - вода, що утворилася в процесі господарсько-побутової і виробничої діяльності (крім шахтної, кар'єрної і дренажної води), а також відведена з забудованої території, на якій вона утворилася внаслідок випадання атмосферних опадів [7].

Розрізняють такі категорії стічних вод:

- побутові;
- виробничі;
- дощові.

#### **Основні забруднення стічних вод:**

- фізіологічні виділення людей та тварин;
- відходи та покидьки, що утворюються в побуті та на виробництві під час миття та прання і в технологічних процесах.

За своєю природою ці забруднення поділяються на органічні, мінеральні та біологічні, в тому числі, бактеріологічні.

Органічні забруднення – нестійкі, здатні загнити, утворюючи сполуки, які є дуже небезпечними для навколишнього середовища, зокрема людей, тварин, риб. Мінеральні речовини, надходячи у природні водойми приводять до їх засмічення та зміни хімічного складу води, що також небезпечно для навколишнього середовища.

До біологічних забруднень відносяться водорості, гриби, бактерії та велика кількість різноманітних мікроорганізмів. Найбільш небезпечними в санітарному відношенні є хвороботворні бактерії, які приводять до виникнення та розповсюдження інфекційних захворювань.

Виробничі стічні води містять також токсичні та отруйні речовини, які можуть викликати отруєння живих істот і рослин.

Таким чином, стічні води є небезпечними в санітарно-гігієнічному і природоохоронному відношенні і тому повинні відводитися за межі населених пунктів та промислових підприємств, очищуватися і знезаражуватися перед складом до водойми. Цими питаннями займається така галузь техніки як водовідведення.

**Водовідведення** – комплекс інженерних споруд і трубопроводів для прийому, транспортування, перекачки, очистки, знезараження стічних вод

різних категорій, а також скиду очищених вод у водні об'єкти, або направлення їх на повторне використання в промисловості або сільському господарстві, крім того споруди по обробці і знешкодженню вилучених домішок і осадів.

Концентрація забруднень в стічних водах вимірюється мг/дм<sup>3</sup>. Для побутових стічних вод концентрація основних забруднень обчислюється за їх кількістю від одного мешканця в середньому за рік.

$$C = \frac{a \cdot 1000}{n_w}; \quad (1.1)$$

де  $a$  – середньодобова кількість забруднень від одного мешканця, г;

$n_w$  – питоме водоспоживання на одного мешканця за добу в середньому за рік, л/(меш. · доб).

Згідно зі СНіП 2.04.03-85, середньодобова кількість основних забруднень на одного мешканця складає:

- завислі речовини – 65г;
- БСК<sub>пов</sub> неосвітлених вод – 75г O<sub>2</sub>;
- БСК<sub>пов</sub> освітлених стічних вод – 40г O<sub>2</sub>;
- азот амонійних солей N – 8г;
- фосфати P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> – 3,3г;
- в тому числі від миючих речовин – 1,6г;
- хлориди Cl – 9г;
- поверхнево-активні речовини (ПАР) – 2,5г.

Концентрація забруднень у виробничих і дощових стічних водах визначається за даними хімічних аналізів.

В міську водовідвідну мережу побудові стічні води скидаються без обмежень, а виробничі з обмеженнями, які пов'язані з тим, щоб складові виробничих вод не впливали на роботу мережі і міських очисних споруд. Тому на підприємствах перед скидом виробничих стічних вод влаштовуються локальні очисні споруди. Умови скиду цих вод узгоджуються з підприємством експлуатації мереж і споруд міста.

## **Лекція №2**

### **Питоме водовідведення**

Питоме водовідведення побутових стічних вод в районах житлової забудови приймається рівним питомому водоспоживанню тобто середньодобовій за рік кількості води, що припадає на одного мешканця [1].

*Питоме водовідведення побутових стічних вод на виробництві* – це кількість стічних вод, що утворюються в побутових приміщеннях промислових підприємств за зміну з розрахунку на одного працюючого і теж дорівнює питомому водоспоживанню.

Питоме водовідведення побутових стічних вод в районах житлової забудови (від населення) залежить від ступеня благоустрою житлових будинків, кліматичних умов в даній місцевості, санітарно-гігієнічних та інших місцевих умов, в тому числі і від режиму водопостачання.

В питоме водовідведення (водоспоживання) входять всі стічні води, що утворюються в житлових та громадських приміщеннях (школи, пральні, лазні) за винятком лікарень, будинків відпочинку, побутових приміщень промислових підприємств та деяких інших об'єктів.

В житлових районах, не обладнаних системами централізованого водовідведення, питоме водовідведення приймають з розрахунку 25 л/доб. на одного мешканця. Воно враховує скид стічних вод зливними станціями та комунально-побутовими підприємствами.

Питоме водовідведення для комунально-побутових підприємств та адміністративних будинків приймається згідно СНіП 2.04.01-85. Значення для деяких з них наведено в додатку 1.

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 1м<sup>3</sup> об'єму та 25 л/зміну в інших цехах та допоміжних будівлях.

Витрати стічних вод від душових приміщень визначають окремо. Тривалість дії душових приймають рівною 45 хвилинам, 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.

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

### **Баланс водовідведення**

При проектуванні систем водовідведення необхідно мати дані про загальну кількість стічних вод, що надходить в мережі водовідведення, на насосні станції і очисні споруди, а також режим їх надходження. Питоме водовідведення враховує середньодобову за рік витрату стічних вод. Але відомо, що витрата стічних вод змінюється в залежності від сезону, дня тижня та години доби. Влітку витрата є більшою, ніж взимку, в п'ятницю більша, ніж в неділю, вдень більша, ніж вночі. На промислових підприємствах режим скиду стічних вод залежить від технологічного режиму, режиму роботи робітників і адміністрації і також не може бути рівномірним впродовж зміни. Для обчислення максимальних і мінімальних витрат по відношенню до середніх використовують коефіцієнти нерівномірності: добовий, годинний та загальний.

Коефіцієнт добової нерівномірності – це відношення максимальної добової витрати  $Q_{\max}$  до середньодобової протягом року витрати стічних вод,  $Q_{\text{mid}}$ . Для побутових стічних вод від населення

$$Q_{\text{mid}} = \sum_1^n \frac{N_i \cdot n_{wi}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.} \quad (1.2)$$

де:  $N_i$  - кількість населення, чол., яке мешкає в будівлях з певним рівнем благоустрою помешкань і відповідним питомим водовідведенням -  $n_{wi}$ , л/меш.доб.;  $n$  - кількість різних питомих водовідведень, од.

Тоді максимальна добова витрата буде

$$Q_{\max} = K_{\text{доб}} \cdot Q_{\text{mid}} \quad (1.3)$$

В залежності від місцевих умов  $K_{\text{доб}}$  складає 1,1...1,3.

Коефіцієнт годинної нерівномірності водовідведення – це відношення максимальної годинної витрати в добу максимального водовідведення,  $Q_{\text{max.год.}}$ , до середньої годинної витрати стічних вод в добу максимального водовідведення,  $Q_{\text{сер.год. max}}$ , тобто

$$Q_{\max.\text{год.}} = K_{\text{год.}\max} \cdot \frac{Q_{\max}}{24} = K_{\text{год.}\max} \cdot K_{\text{доб}} \cdot \frac{Q_{\text{mid}}}{24} \quad (1.4)$$

Загальний коефіцієнт максимальної (мінімальної) нерівномірності – це відношення максимальної (мінімальної) годинної витрати в добу максимального водовідведення,  $Q_{\max.\text{год.}}$ , до середньої годинної витрати середньодобового водовідведення. Тобто

$$K_{\text{gen.}\max} = \frac{Q_{\max.\text{год.}}}{Q_{\text{mid.год}}} = \frac{K_{\text{год.}\max} \cdot K_{\text{доб}} \cdot Q_{\text{mid}} \cdot 24}{24 \cdot Q_{\text{mid}}} = K_{\text{год.}\max} \cdot K_{\text{доб}} \quad (1.5)$$

Нерівномірність надходження стічних вод у водовідвідну мережу впродовж години не враховується, і тому для гідравлічного розрахунку останніх використовують  $K_{\text{gen.}\max}$ . Тобто розрахункова максимальна (мінімальна) витрата стічних вод на ділянці мережі буде дорівнювати добутку середньої секундної витрати стічних вод на максимальний (мінімальний) загальний коефіцієнт нерівномірності:

$$q_{\max(\min)} = K_{\text{gen.}\max(\min)} \cdot q \quad (1.6)$$

де  $q_{\max(\min)}$  - максимальна (мінімальна) секундна витрата стічних вод, л/с;

$q$  - середня секундна витрата стічних вод, л/с.

Дослідження роботи діючих систем водовідведення дозволили встановити, що значення загального коефіцієнта нерівномірності залежить від середньої витрати стічних вод. Значення коефіцієнтів нерівномірності при проектуванні систем водовідведення нормуються будівельними нормами і правилами [3], а при реконструкції діючих можуть уточнюватись на основі даних експлуатації. В таблиці 1.1 наведені значення загальних коефіцієнтів нерівномірності.

Таблиця 1.1

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

Коефіцієнт нерівномірності водовідведення побутових стічних вод від промислових підприємств з восьмигодинною зміною складає для цехів з підвищеним тепловиділенням – 2,5, а для звичайних – 3, як в формулі (1.6).

Оскільки витрата стічних вод коливається протягом доби, для проектування споруд необхідно знати характер цих коливань. На підставі

багаторічних спостережень за режимом припливу стічних вод від житлової забудови міста (населеного пункту) було встановлено, що коливання витрат залежить від середньої витрати стічних вод і відповідно, від загального коефіцієнта нерівномірності.

Орієнтований розподіл стічних вод по годинах доби від населення міста наведений в додатку 2.

Розподіл стічних вод по годинах доби при проектуванні споруд водовідведення, зазвичай, наводять у вигляді графіка — ступінчатого або інтегрального, приклади яких наведені на рис. 1.1

100

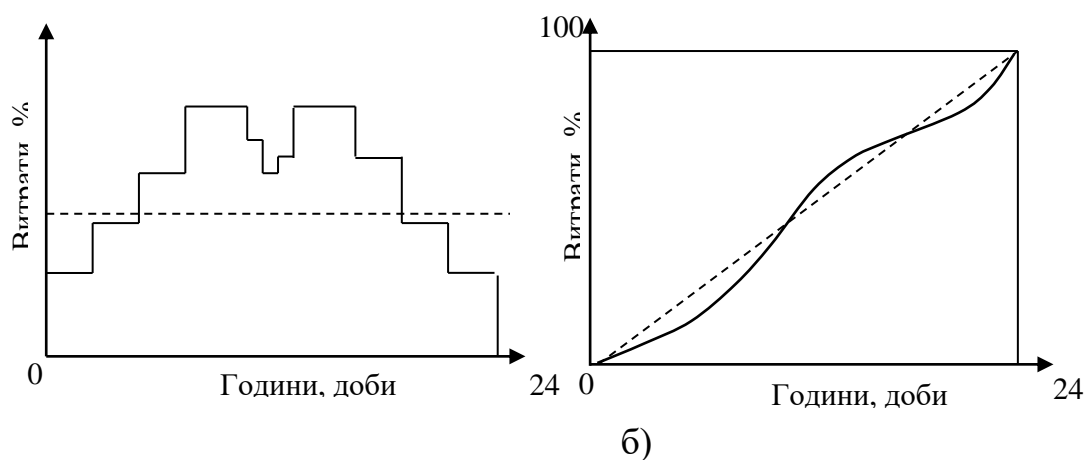


Рис. 1.1. Графіки розподілу стічних вод по годинах доби.

**а** – ступінчатий

**б** – інтегральний

Приплив побутових стічних вод на промислових підприємствах з 8 -ми годинною робочою зміною в залежності від питомого водовідведення наведено в таблиці 1.2.

Таблиця 1. 2

Розподіл господарчо-фекальних стічних вод по годинах зміни

Години зміни		1	2	3	4	5	6	7	8
Відсоток від витрати на зміну	У цехах зі значним тепловиділенням	12,5	8,12	8,12	8,12	15,65	31,25	8,12	8,12
	у звичайних цехах	12,5	6,25	6,25	6,25	18,75	37,5	6,25	6,25

Приплив виробничих стічних вод у міську водовідвідну мережу приймається в залежності від характеру і технології виробництва.

Виробничі стічні води утворюються в процесі виробництва товарного продукту. Вони досить різноманітні за складом і режимом надходження в систему водовідведення.

Питоме водовідведення виробничих стічних вод – це кількість стічних вод, що утворюються при виготовленні одиниці продукції або переробці одиниці сировини і скидається у водопровідну мережу.

Склад і особливості виробничих стічних вод дуже різноманітний і до скиду в міську водовідвідну мережу допускаються з певними обмеженнями. Тому при проектуванні системи водовідведення міста, треба визначити питоме водовідведення виробничих стічних вод, які можуть бути прийняті в міську мережу і відповідно режим надходження.

## **Лекція №3**

### **Системи і схеми водовідведення**

#### **Схеми водовідведення**

Умови водовідведення стічних вод від місць їх утворення за межі об'єкту на очисні споруди мають важливе санітарно-гігієнічне, технічне, економічне та природоохоронне значення.

Відповідно до санітарно-гігієнічних вимог спосіб відведення стічних вод на повинен приводити до можливого їх контакту з людьми і розповсюдження збудників хвороб: хвороботворних бактерій та вірусів, які можуть потрапляти до стічних вод, а також не повинен приводити до погіршення санітарного стану об'єкту водовідведення: забруднення атмосфери, поверхні землі, ґрунту і ґрунтових вод. Цим вимогам відповідає спосіб відведення стічних вод закритою мережею трубопроводів, ізольованою від зовнішнього середовища. Приймальники стічних вод при такому способі відведення обладнуються спеціальними пристроями – гідравлічними затворами, які не дають можливості шкідливим газам і випарам надходити з мережі до приміщення.

Водовідвідна мережа має забезпечувати швидке, безперервне і надійне відведення стічних вод з місць утворення. Цим умовам найкраще відповідає самопливний спосіб відведення при якому стічні води відводяться від приймальників відразу після надходження без використання механічних пристроїв. При влаштуванні закритих водовідвідних систем їх конструкція має забезпечувати можливість доступу до трубопроводів з метою нагляду за їх станом, режимом роботи та виконання профілактичних і ремонтних робіт. Конструкцією мережі має передбачатися її вентиляція – організоване видалення шкідливих і небезпечних випарів та газів, які створюють небезпеку для населення, експлуатаційного персоналу та можуть стати причиною руйнування мережі. Видалені системою вентиляції забруднення не повинні погіршувати санітарні умови в населених пунктах. Водовідвідні мережі та споруди мають бути довговічними і забезпечувати надійне відведення стічних вод. Конструкцією мережі необхідно передбачати можливість зменшення негативного впливу стічних вод на навколишнє середовище у випадку аварії. Довговічність водовідвідних мереж та споруд має відповідати довговічності основних споруд об'єкту водовідведення.

Об'єктами водовідведення є будинки житлового, громадського, виробничого та спеціального призначення, обладнані внутрішнім водопроводом та водовідведенням.

Схема водовідведення – послідовність відведення стічних вод від місця їх утворення до скиду у водний об'єкт або на утилізацію.

Схеми водовідведення можуть бути:

- централізовані;
- децентралізовані;
- районні.

При централізованій схемі всі стічні води міста системою трубопроводів надходять в єдине місце – на очисну станцію і після очистки скидаються у водний об'єкт.

При децентралізованій схемі стічні води з різних районів міста надходять на декілька самостійних очисних споруд.

Районні схеми передбачають об'єднання систем водовідведення декількох населених пунктів в єдину систему з потужними очисними спорудами для очистки спільного стоку.

Очисні споруди розташовують нижче міста за течією річки. Між містом та очисними спорудами передбачається санітарно-захисна зона з тим, щоб виключити забруднення атмосфери міста шкідливими викидами з очисних споруд. Ширина санітарно-захисної зони залежить від потужності очисних споруд та їх складу (табл. 2.1). При розташуванні житлової забудови з навітренної по відношенню до очисних споруд сторони, ширину санітарно-захисної зони допускається збільшувати, але не більше, ніж вдвічі. При сприятливому домінуючому напрямку вітру ширину зони допускається зменшувати в межах 25%.

Очисні споруди необхідно розташувати за межами санітарно-захисної зони водойми.

При виборі місця розташування очисних споруд необхідно врахувати довгочасну перспективу розвитку міста.

Розташування очисних споруд та місце випуску стічних вод погоджують з санітарними службами, органами рибного нагляду та охорони природи.

Таблиця 2.1

## Санітарно-захисні зони водовідвідних споруд

Споруди	Санітарно-захисна зона, м, при розрахунковій продуктивності споруд, тис. м <sup>3</sup> /добу			
	до 0,2	більше 0,2 до 5	більше 5 до 50	більше 50 до 280
Споруди механічного і біологічного очищення з муловими майданчиками та окремо розташовані мулові майданчики	150	200	400	500
Споруди механічного та біологічного очищення з обробкою осаду в закритих приміщеннях	100	150	300	400
Поля фільтрації	200	300	500	-
Поля зрошення	150	200	400	-
Біологічні ставки	200	200	300	300
Насосні станції	15	20	20	30

Водовідвідні мережі складаються із внутрішніх, внутрішньо-квартальних (дворових, внутрішньо-майданчикових) і зовнішніх мереж.

## ***Лекція №4***

Зовнішня водовідвідна мережа – це система трубопроводів та каналів, якими стічні води транспортуються самотливом до насосних станцій, на очисні споруди або до водойми.

Водовідвідні мережі проектують так, щоб стічні води з територій, що ними обслуговуються, відводились переважно самотливом. З цією метою всю територію поділяють на басейни водовідведення.

Басейном водовідведення називається частина території об'єкту, що обслуговується, обмежена лініями водоподілу та межами об'єкту, з якої стічні води відводяться самотливом.

Ділянка водовідвідної мережі, до якої збираються стічні води від вуличних мереж одного або кількох басейнів, називається колектором.

Колектори поділяються на:

- головні колектори, в які надходять стічні води від двох та більше колекторів басейнів;
- колектори басейнів водовідведення, в які надходять стічні води з водовідвідної мережі одного басейну;
- позаміські колектори, які відводять стічні води транзитом за межі об'єкту водовідведення до насосної станції, на очисні споруди або до місця випуску до водойми.

При перетині колектора з природними чи штучними перешкодами або підземними спорудами влаштовують дюкери, переходи та естакади.

При необхідності перекачування стічних вод влаштовують насосні станції, які в залежності від призначення поділяються на:

- *місцеві*, призначені для перекачування стічних вод від одного або кількох несприятливо розташованих будинків або житлових кварталів;
- *районні*, які призначені для перекачування стічних вод від окремих районів або басейнів;
- *головні*, для перекачування основної частини або всіх стічних вод від населеного пункту або промислового підприємства.

## Лекція №5

### Системи водовідведення

Система водовідведення – це спосіб відведення різних категорій стічних вод з території об'єкту.

Побутові, виробничі і дощові стічні води відрізняються як складом, так і властивостями. Тому на очисні споруди міста можна направляти тільки ті води, які не будуть негативно впливати на технологічний процес очистки. Служби експлуатації систем водовідведення міста встановлюють правила прийому виробничих стічних вод в міську мережу, згідно яких деякі види приймаються без обмежень, а для інших потрібна попередня очистка. Дощові стічні води, особливо перші порції, мають забруднення близьке до побутових стічних вод і їх теж треба очищати перед скидом у водойму.

Тому дуже важливим при проектуванні є визначення способу відведення різних категорій стічних вод: спільний чи роздільний, тобто вибір системи водовідведення. Водовідвідні системи поділяють на такі види: загальносплавна; роздільна; комбінована.

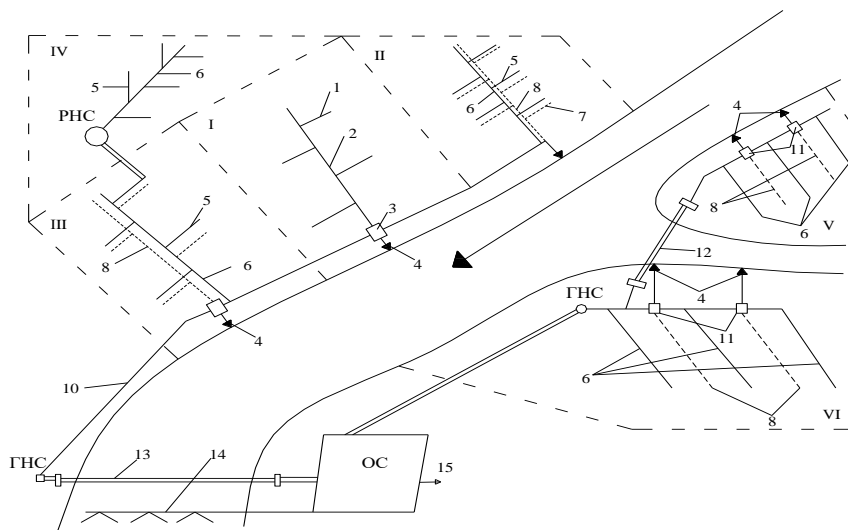


Рис.

#### 2.1 Схема водовідведення міста

1 – вулична загально-сплавна мережа; 2 – загальносплавний колектор басейну; 3 – зливоспуск; 4 – зливоскид; 5 – вулична мережа побутових стічних вод; 6 – колектор побутових стічних вод басейну водовідведення; 7 – вулична дощова мережа; 8 – колектор басейну водовідведення дощової мережі; 9 – головний колектор правого берегу; 10 – заміський колектор; 11 – розподільчі камери; 12 – дюкер на самопливній мережі; 13 – дюкер на напірних

трубопроводах; 14 – випуск очищених стічних вод; 15 – подача очищених стічних вод на доочистку і повторне використання.

*РНС* – районна насосна станція;

*ГНС* – головна насосна станція;

= - напірні колектори.

*I* – район із загальносплавною системою;

*II* – повна роздільна система водовідведення;

*III, V, VI* – напівроздільна система водовідведення;

*IV* – неповна роздільна система водовідведення.

В свою чергу, роздільні системи поділяються на такі підвиди:

повна роздільна; неповна роздільна; напівроздільна.

Загальносплавні системи мають одну мережу, якою відводяться всі категорії стічних вод: побутові, дощові, а також виробничі.

Характерною особливістю такої системи є наявність на головному колекторі зливоспусків, через які під час дощу частина суміші стічних вод скидається до водойми. Скидання суміші стічних вод до водойми стає можливим тому, що під час дощу витрата дощових вод в десятки разів перевищує витрату побутових стічних вод. За рахунок розведення концентрація суміші значно зменшується. Таке скидання суміші побутових та дощових стічних вод спостерігається протягом короткого часу – біля 100 годин на рік.

Скидання частини стічних вод до водойми здійснюється з метою зменшення розмірів головних колекторів та напірних водогонів, потужності насосних станцій та очисних споруд і зниження початкових будівельних витрат.

Загальносплавну систему неможливо застосувати при малоповерховій та розосередженій забудові. Це обумовлено тим, що в “суху” погоду при відсутності дощу швидкість руху води в трубопроводах буде недостатньою для самоочищення, що приведе до випадання осаду та його загнивання.

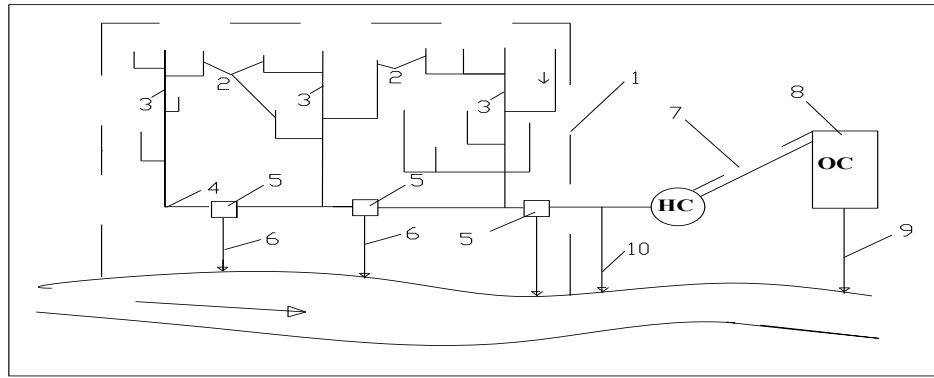


Рис.2.2 Схема загальносплавної системи водовідведення

*1 – межа міста; 2 – вулична мережа; 3 – колектори басейнів; 4 – головний колектор; 5 – зливоспуски; 6 – зливоскиди; 7 – напірні водогони; 8 – очисні споруди; 9 – випуск; 10 – аварійний скид.*

Загальносплавна система має такі недоліки:

- надходження побутових стічних вод до водойми, що може привести до його бактеріального забруднення;
- підтоплення підвалів будинків під час сильних злив внаслідок переповнення мережі, особливо в низьких місцях;
- підтоплення підвалів будинків під час повені в районах, розташованих нижче горизонту повеневих вод;
- складність експлуатації насосних станцій та очисних споруд у зв'язку з нерівномірністю припливу дощових вод.

Обов'язковою умовою для застосування загальносплавної системи є наявність поряд з об'єктом водовідведення проточних водойм з великою витратою води, в які припустимий скид неочищених стічних вод, адже об'єм стічних вод, що скидаються, та їх забрудненість залежать від витрати води в річці та здатності річки до самоочищення. Згідно [1] такі системи не застосовуються при новому будівництві.

Повна роздільна система має дві або більше водовідвідні мережі, кожна з яких призначена для відведення стічних вод певної категорії. Вона може включати:

- *побутову мережу* – для відведення побутових стічних вод міста;
  - *дощову мережу* – для відведення дощових вод; *побутово-виробничу мережу* – для спільного відведення побутових та виробничих стічних вод.
- Кожна категорія стічних вод при такій системі відводиться на окремі очисні споруди, хоча можливий скид дощових вод до водойми без очищення.

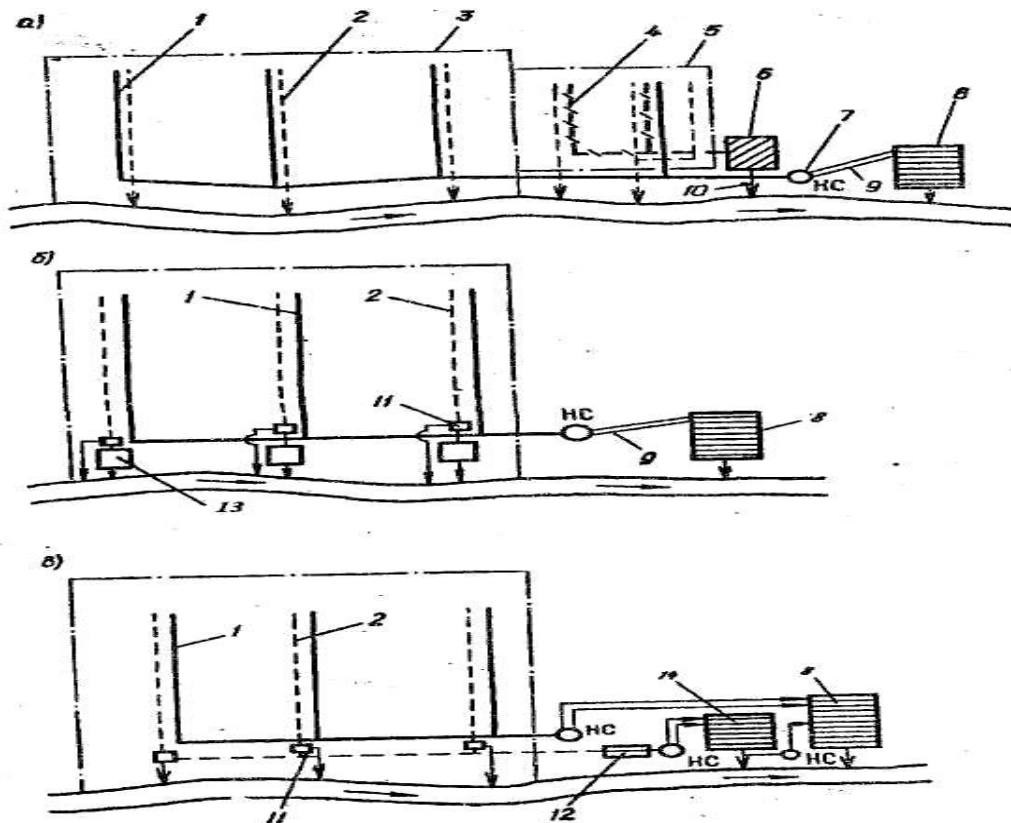


Рис.2.3 Схеми повної роздільної системи водовідведення

а – без очищення поверхневого стоку; б, в – з очищенням поверхневого стоку на локальних очисних спорудах; 1 – побутова мережа; 2 – дощова мережа; 3 - межа міста; 4 – виробнича мережа; 5 – межа промислового підприємства; 6 – очисні споруди виробничих стічних вод; 7 – насосна станція; 8 – очисні споруди побутових стічних вод; 9 – напірні трубопроводи; 10 – випуски; 11 – розподільна камера; 12 – регулюючий резервуар; 13 – локальні очисні споруди дощових вод; 14 – централізовані очисні споруди дощових вод.

В залежності від наявності та типу очисних споруд для очищення дощового стоку можна виділити три наступні схеми повної роздільної системи водовідведення.:

- без очищення дощових вод;
- з очищенням дощових вод на централізованих очисних спорудах;
- з локальним очищенням дощових вод.

На локальні чи централізовані очисні споруди подається для очищення не вся дощова вода, а лише найбільш забруднена її частина, яка складає приблизно 70% річного стоку, а 30% дощових вод, менш забруднених, під час сильних злив скидається до водойми без очищення. Для розділення дощового стоку на частини використовуються розподільні камери.

Позитивним в роздільних системах є те, що робота мереж та споруд, призначених для відведення побутових стічних вод, рівномірна і постійна, тому

що вона не залежить від атмосферних явищ. До недоліків повної роздільної системи водовідведення необхідно віднести:

- скидання дощових та поливально-мийних стічних вод до водойми без очищення (при відсутності очисних споруд);
- необхідність будівництва двох окремих мереж: побутової та дощової.

З санітарно-гігієнічної точки зору повна роздільна система з очищенням поверхневого стоку є кращою від загальносплавної. А роздільна система без очищення дощового стоку рівноцінна загальносплавній.

Неповна роздільна система водовідведення має лише одну закриту мережу, якою транспортуються побутові стічні води. Для відведення дощових вод до водойми використовуються відкриті лотки, кювети, канави.

Так системи водовідведення характерні для невеликих об'єктів. Часто вони використовуються як проміжний, перший етап будівництва повної роздільної системи, що дозволяє при мінімальних трудових та матеріальних витратах вирішити першочергові санітарні та господарські задачі. На другому етапі будується закрита дощова мережа.

Напівроздільна система має дві водовідвідні мережі: побутову та дощову. В місцях перетину колекторів дощової мережі з головним колектором побутової мережі встановлюються розподільні камери. При малих витратах води в дощовій мережі розподільні камери пропускають всю дощову воду до головного колектора, який в цьому випадку буде загальносплавним.

При порівняно великих витратах дощових вод розподільні камери пропускають до головного колектора лише частину дощової води, але найбільш забрудненої, з донної частини труби. При такому способі розділення дощового стоку на очищення відводяться найбільш забруднені води, що надходять до мережі в початковий період дощу, коли з поверхні території змивається основна маса забруднень.

При комбінованій системі на території міста влаштовується декілька різних систем водовідведення, наприклад, загальносплавна та повна роздільна.

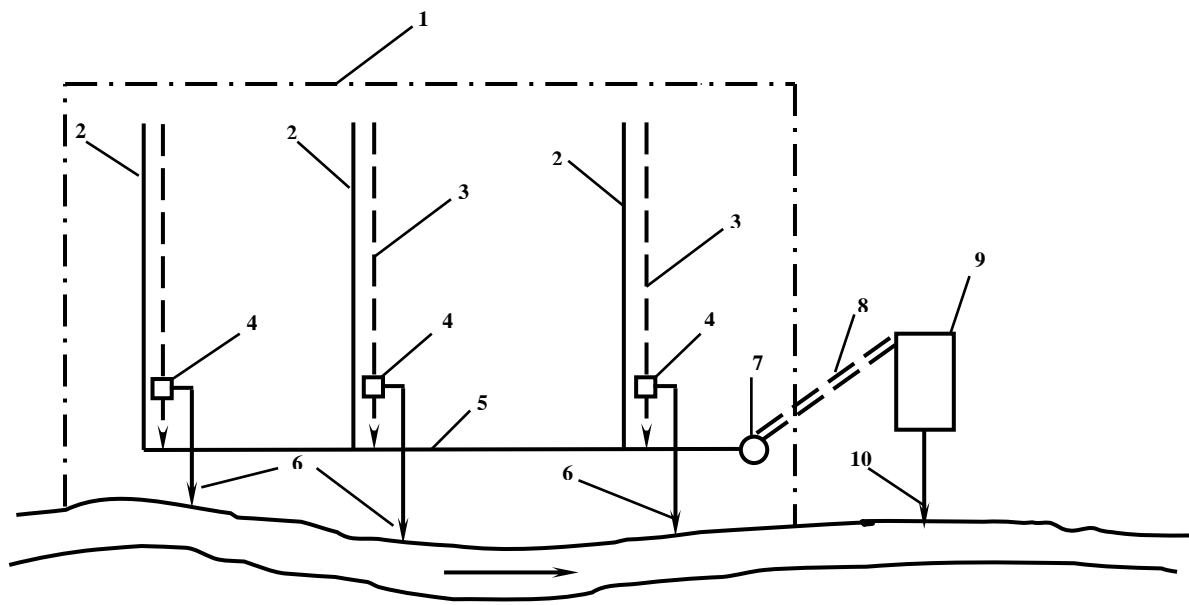


Рис. 2.4 Схема напівроздільної системи водовідведення  
 1 – межа міста; 2 – побутова мережа; 3 – дощова мережа; 4- розподільні камери;  
 5 – загальносплавний головний колектор; 6 – випуски дощових вод; 7 – насосна станція; 8 – напірні трупопроводи; 9 – очисні споруди; 10 – випуск очищених стічних вод.

## Лекція №6

Така ситуація складається в наступних випадках:

- при реконструкції загальносплавної системи водовідведення в повну роздільну, коли на частині території міста для відведення побутових стічних вод використовується існуюча мережа, а для відведення дощових – будується нова дощова мережі;
- в містах, які мають різний характер забудови: малоповерхову та багатоповерхову зони;
- в містах з різним рельєфом місцевості.

З розглянутих вище систем зараз найчастіше зустрічаються: у великих містах – загальносплавна частіше повна роздільна система, в малих містах – неповна роздільна.

Загальносплавну систему водовідведення зараз не влаштовують, раніше її влаштовували в містах з багатоповерховою забудовою при:

- наявності потужної водойми, в яку допускається скидання суміші побутових та дощових стічних вод;
- кількості насосних станцій не більше трьох і при невеликій висоті підйому, тобто при сприятливому рельєфі місцевості;
- сприятливих кліматичних умовах, коли розрахункова інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. становить не більше 80 л/(с · га).

Повну роздільну систему з локальним очищенням дощового стоку застосовують для великих міст при:

- несприятливому рельєфі місцевості, коли необхідне будівництво більше трьох насосних станцій;
- можливості скиду дощових вод до водойми після локального очищення;
- несприятливих кліматичних умовах, коли інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. перевищує  $90 \text{ л/(с} \cdot \text{га)}$ .

Повна роздільна система без очищення поверхневого стоку тепер не використовується. Раніше її проектували при неможливості влаштувати загальносплавну систему водовідведення, а саме при:

- несприятливих кліматичних умовах та рельєфі місцевості;
- необхідності повного біологічного очищення побутових стічних вод;
- можливості скидання до водойми дощових вод без очищення.

Повну роздільну систему з централізованим очищенням дощових вод та напівроздільну систему можна застосовувати в містах при сприятливому рельєфі місцевості з компактним розтушуванням забудови, при:

- скиданні стічних вод до маловодних та непроточних водойм, що використовуються для купання та водного спорту;
- підвищених вимогах до захисту водойм від забруднення дощовими та талими водами.

Дощові води після очищення доцільно використовувати для різних потреб, наприклад, для поливу зелених насаджень.

Влаштування напівроздільної системи водовідведення для всього великого міста досить складно, тому їх застосовують для окремих районів.

Комбіновану систему доцільно застосовувати в містах, де є райони з різним ступенем благоустрою, різним характером забудови та рельєфом місцевості.

Перевагою загальносплавної системи в порівнянні з роздільною є влаштування тільки однієї мережі підземних трубопроводів. Довжина трубопроводів вуличних та внутрішньо квартальних мереж при цій системі водовідведення на 30 - 40% менша, ніж при влаштуванні двох окремих мереж. Меншими є також витрати, пов'язані з експлуатацією мережі, що обумовлюється як меншою довжиною мережі, так і тим, що частота профілактичного та аварійного промивання на загальносплавній мережі менша, ніж на повній роздільній. До переваг цієї системи необхідно віднести меншу насиченість підземної частини вулиць трубопроводами.

Недоліком загальносплавної мережі є більша вартість очисних споруд, насосних станцій та витрат на їх експлуатацію порівняно з повною роздільною системою без очищення або з локальним очищенням поверхневого стоку. Це

обумовлено тим, що при загальносплавній системі водовідведення витрата суміші стічних вод, які перекачуються на очисні споруди та очищуються, збільшується в 1,5...3,0 рази порівняно з витратою тільки побутових стічних вод від міста. Будівництво загальносплавної мережі вимагає великих одночасних капітальних вкладень на будівництво мереж з труб великого діаметра.

При влаштуванні роздільної мережі без очищення поверхневого стоку будуть меншими вартість будівництва та експлуатації насосних станцій та очисних споруд. Меншими будуть одночасні капітальні витрати при умові поетапного будівництва побутової та дощової мереж. Але враховуючи більшу довжину двох окремих мереж, їх вартість та витрати на експлуатацію будуть більшими порівняно з загальносплавною. Тому що, крім влаштування мереж, будуть додаткові витрати на будівництво насосних станцій та очисних споруд для перекачування та очищення дощового стоку, а також витрати на їх експлуатацію.

Напівроздільна система водовідведення вважається найбільш економічною порівняно з повною роздільною системою з локальними або централізованими очисними спорудами, а також найбільш ефективною за санітарно-гігієнічною характеристикою. Так, наприклад, вона на 11-15% дешевша, ніж повна роздільна з централізованими очисними спорудами для очищення дощового стоку в районах з розрахунковою інтенсивністю дощу до 90 л/(с · га).

## **Лекція №7**

### **Принципи трасування міських мереж 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.

При перпендикулярній схемі колектори трасуються по найкоротшому напрямку до водойми. Такі схеми застосовуються для відведення дощових та незабруднених виробничих стічних вод в місцевостях із значним похилом до водойми.

При пересіченій схемі колектори перпендикулярної схеми перехоплюються головним колектором, який прокладається паралельно водойми. Така схема застосовується в місцевостях із значним похилом поверхні землі до річки для відведення всіх категорій стічних вод.

При паралельній схемі колектори прокладаються паралельно один одному під деяким кутом до ріки. Ці колектори перехоплюються головним колектором. Така схема застосовується при великих похилах місцевості до річки.

Зонна схема застосовується на територіях, що мають нерівномірний похил місцевості (складаються з терас) до водойми, або на територіях із значною різницею відміток, які можна поділити на зони, що каналізуються самостійно. При цьому з верхньої зони стічні води відводяться на очисні споруди самопливом, а з нижньої – перекачуються насосною станцією.

Радіальна схема застосовується при складному рельєфі місцевості та при відведенні стічних вод від великих міст, які займають велику площу. Це децентралізована схема, характерною ознакою її є наявність декількох очисних станцій.

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

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

Охоплююча схема трасування водовідвідних вуличних мереж застосовується при невеликому похилі поверхні землі (менше  $0,005 \div 0,007$ ), для кварталів великих розмірів (більших 450м) та для кварталів, в яких будинки розташовані по периметру (це квартали малоповерхової або старої забудови).

При трасуванні по пониженій стороні (з нижньої сторони кварталу) водовідвідні мережі прокладаються лише з однієї або двох нижніх сторін кварталів. Така схема застосовується при значних похилах місцевості (більше  $0,005 \div 0,007$ ) та при невеликих розмірах кварталів.

Черезквартальна схема трасування водовідвідних мереж застосовується при наявності детального плану забудови кварталу або для кварталів, через які проходять тальвеги (улоговини), при узгодженні з архітектурно – планувальним управлінням міста. Використання такої схеми трасування дозволяє на 30-40% скоротити довжину вуличних мереж та на 10-20% вартість будівництва.

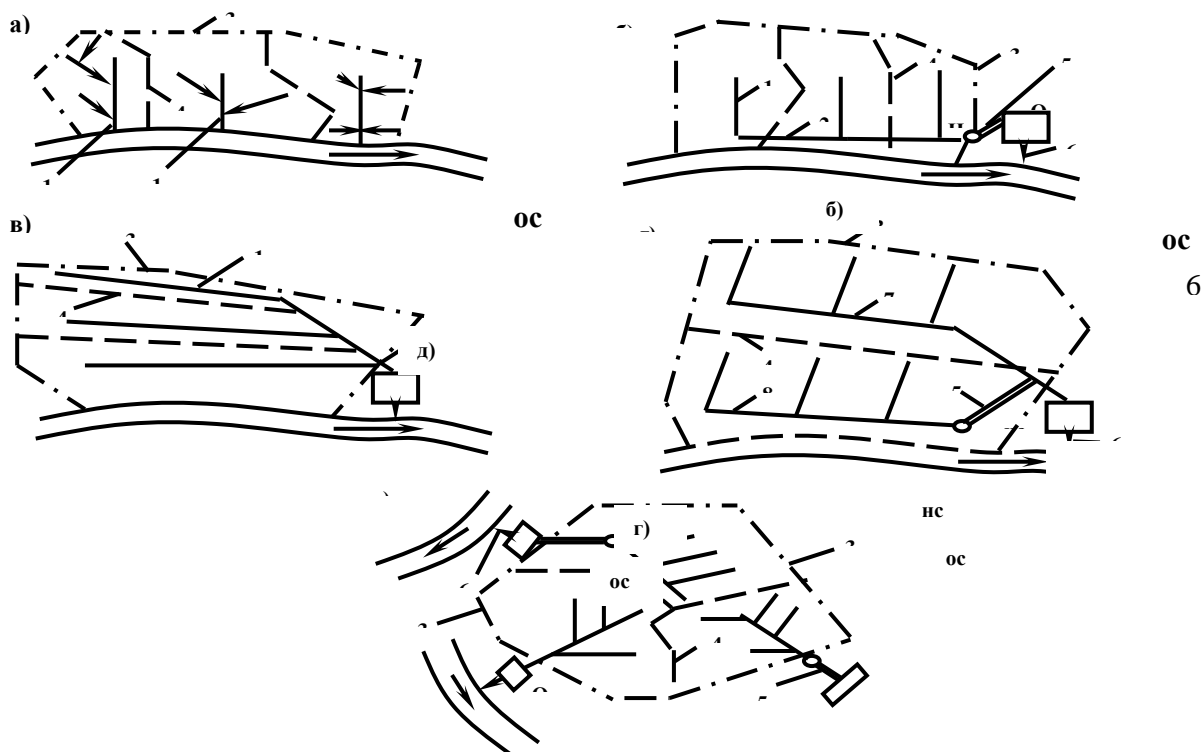


Рис. 3.1 Схеми міських водовідвідних мереж

*а – перпендикулярна; б – пересічена; в – паралельна; г – зонна; д – радіальна; 1 – колектори басейнів; 2 – головні колектори; 3 – межа міста; 4 – межі басейнів водовідведення; 5 – напірний трубопровід; 6 – випуски; 7, 8 – колектори зон.*

Основою для розробки схеми водовідведення є генплан, який для міста приймається в масштабі 1: 20000 – 1: 10000 з горизонталями через 1-2м, а для підприємств – 1: 1000 – 1: 5000 з горизонталями через 0,5 – 1,0м.

Враховуючи рельєф місцевості, проект вертикального планування, штучні та природні перешкоди та інші фактори, територію об'єкту розбивають на басейни водовідведення. Межами басейну є лінії водоподілу, межі міста, залізниці та автодороги з інтенсивним рухом. При плоскому рельєфі місцевості межі басейну визначаються, виходячи з умови охоплення найбільшої території при самопливному надходженні стічних вод і доцільній глибині прокладання колектора.

Головний колектор трасують в напрямку до очисних споруд та місця випуску стічних вод. Його прокладають по пониженій частині місцевості, вздовж річок та інших водойм, особливо, якщо передбачається влаштування зливовипусків, або ж по тальвегах.

Колектори басейнів прокладають:

- при плоскому рельєфі місцевості - посередині басейну;
- при наявності похилу - по пониженій частині басейну та тальвегах.

Перекачку стічних вод застосовують лише в тих випадках, коли неможливо або недоцільно влаштувати самопливне відведення стічних вод, а саме: при великій глибині прокладання колекторів; незадовільних ґрунтових умовах.

Насосні станції розташовують в понижених місцях, на трасі колектора або в кінцевій його частині. Їх розміщують на відстані ширини санітарно-захисної зони (15...30м) від межі житлової забудови.

Вуличну мережу прокладають по можливості паралельно поверхні землі по найкоротшому напрямку до колектора басейну. При ширині вулиці до 30м водовідвідні трубопроводи прокладають в одну нитку і розташовують: в зеленій або технічній зонах, під розширеними тротуарами на тій стороні вулиці, де менше підземних комунікацій та більше бокових приєднань.

При ширині вулиці, більшій за 30м, допускається прокладання колекторів в дві нитки по обидва боки вулиці в зеленій або технічній зонах. Відстань в плані між трубопроводами і підземними частинами фундаментів будинків та іншими підземними спорудами приймається для напірних трубопроводів - не меншою, ніж 5м, а для самопливних - 3м. При відкритому способі прокладання трубопроводів ця відстань не повинна бути меншою, ніж визначена за такою формулою (рис 3.2):

$$L = h / \operatorname{tg} \alpha + e / 2 + 0,5 \quad (3.1)$$

де:  $h$  - відстань по висоті між підшвою фундаменту та лотком труби, м;  $\alpha$  - кут відкосу ґрунту (в траншеях без кріплення);  $b$  - ширина траншеї, м.

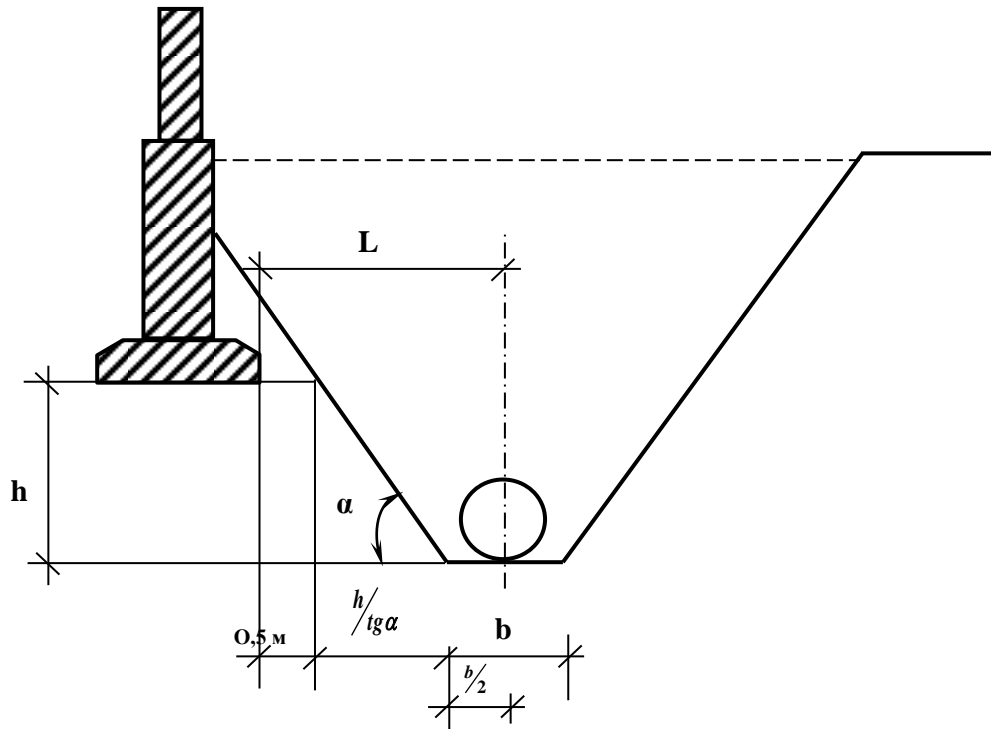


Рис. 3.2 Схема визначення відстані між фундаментом будівлі та водовідвідним трубопроводом

## **Лекція №8**

### **Схема визначення відстані між фундаментом будівлі та водовідвідним трубопроводом**

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 (рис. 3.3);
  - при прокладанні мереж водовідведення вище від водопроводу на 0,5м та більше - не менша за 5м в водопроникних ґрунтах.
- а).                      б).

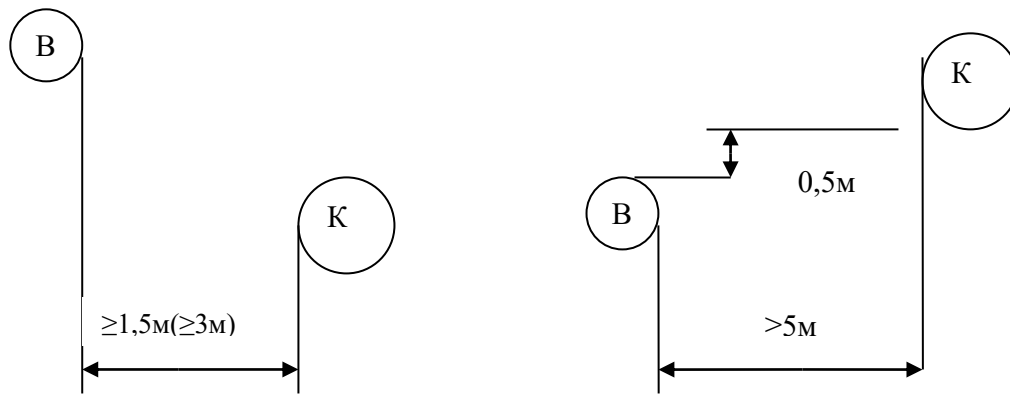


Рис. 3.3 Взаємне розташування водопроводу і водовідвідного колектору

*а - водопровід розташований вище або на рівні з водовідвідним колектором;  
б - водопровід розташований нижче від колектора; В - водопровід; К - водовідвідний колектор.*

При перетинах з водопроводом водовідвідна мережа прокладається нижче від водопроводу не менше, як на 0,4м (рис. 3.4). Цієї вимоги можна не дотримуватися, якщо водопровід прокладений в футлярі і виконаний з металевих труб.

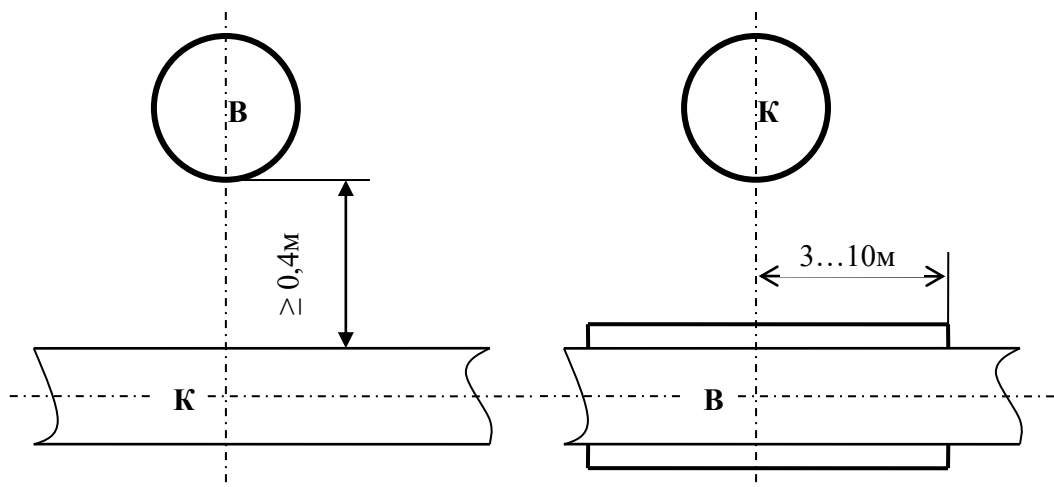


Рис. 3.4. Рис. 3.5

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 (рис.3.5).

### Питання для самоперевірки

1. Які схеми трасування міських мереж зустрічаються в практиці проектування?

2. Які існують схеми трасування вуличних мереж?
3. Як розташовують трубопроводи водовідвідної мережі в поперечному переході вулиці?
4. Чим обумовлені мінімальні відстані між комунікаціями при їх паралельному прокладенні?
5. Яких умов треба притримуватись при паралельному прокладенні і пересіченні трубопроводів водопостачання і водовідведення?

## **Лекція №9**

### **.Гідравлічні особливості роботи водовідвідних мереж.**

#### **Режими руху**

Стічні води містять в собі нерозчинені домішки, які під час транспортування здатні випадати в осад. Аналіз осаду, що випав, показує, що це в переважній більшості частинки мінерального походження, вміст яких складає 92...95% від загальної маси осаду.

Вивченням явищ, пов'язаних з транспортуванням домішок стічними водами, займались Мілович Ф.Я., Ботук Б.О., Федоров М.Ф., Яковлев С.В., Колобанов С.К., Алексєєв М.І. Курганов А.М. та інші. Проведені дослідження та спостереження за роботою діючих мереж показали, що при зміні швидкості руху води в колекторі можна виділити наступні три граничних стани твердих нерозчинених частинок в потоці:

- випадання частинок на дно внаслідок дуже малої швидкості руху води;
- стрибкоподібний рух з потоком води значної частини домішок, що випадали на дно, при підвищенні швидкості руху води до відповідної величини, яка називається розмиваючою;
- перехід у завислий стан всіх частинок, які випали на дно, при досягненні критичної швидкості руху води, яку називають самоочисною або незамулюючою.

Як видно, транспортуюча здатність потоку, тобто кількість, мг/л, нерозчинених речовин, що транспортуються одиницею об'єму, залежить від швидкості руху води в колекторі. На транспортуючу здатність впливають також властивості та характер домішок. Малі за розміром та невеликої густини частинки транспортуються краще, ніж крупні та важкі.

Нерозчинені частинки транспортуються переважно в нижній частині живого перерізу потоку. Очевидно, що транспортуюча здатність потоку буде залежати від глибини потоку. При однаковій середній швидкості і різній глибині потоку зона із достатніми для транспортування швидкостями при меншій глибині буде більша, а при більшій – менша, що витікає з розподілу швидкостей в поперечному перерізі потоку. Режим руху рідини (ламінарний або турбулентний) в каналах характеризується числом Рейнольдса –  $Re$ , яке дорівнює

$$Re = \frac{4V \cdot R}{\nu} \quad (4.1)$$

де:  $V$  - середня швидкість руху, м/с;

$R$  - гідравлічний радіус, м;

$\nu$  - кінематична в'язкість, м<sup>2</sup>/с.

В трубопроводах і каналах систем водовідведення спостерігається турбулентний рух рідини. При цьому в залежності від складу стічних вод, середньої швидкості та матеріалу труб можна виділити зони: гладку, перехідну і шорстку. Кожній з цих зон відповідають формули для визначення витрат напору при рівномірному русі.

Рух стічних вод в мережах водовідведення може бути: нерівномірний несталий, нерівномірний сталий і рівномірний сталий.

При нерівномірному несталому русі гідравлічні параметри потоку в кожній точці змінюються в часі. Причиною несталого руху є нерівномірність надходження стічних вод в мережу (нерівномірність витрати) та наявність попутних бокових приєднань.

Нерівномірний сталий рух має місце в тих випадках, коли при постійній витраті вздовж течії змінюється похил або площа живого перетину потоку. Такий вид руху має місце на кінцевих ділянках колектора при вільному випуску стічних вод з колектора в резервуарах або водойму, зміні нахилу колектора, наявності місцевого опору (замулення ділянки трубопроводу).

Рівномірний рух, коли середня швидкість по довжині течії не змінюється, можливий при: однотипній шорсткості поверхні, відсутності місцевих опорів, постійній витраті та площі живого перерізу по довжині. Такий рух спостерігається у водовідвідній мережі лише на прямолінійних ділянках при відсутності бокових приєднань і відкладів осаду в трубах.

### **Розрахункові швидкості руху стічних вод та наповнення**

Водовідвідні мережі побутових стічних вод розраховують на неповне наповнення. Наповнення виражається відношенням глибини шару води в

трубопроводі до його діаметра, а в колекторах не круглої форми до висоти колектора, тобто  $\frac{h}{D}$  або  $\frac{h}{H}$ . Наповнення, яке відповідає розрахунковій витраті, називається розрахунковим.

Ступінь наповнення визначається з урахуванням забезпечення максимальної пропускної здатності, можливості вентиляції колекторів і транспорту плаваючих домішок.

Загальний коефіцієнт нерівномірності надходження стічних вод  $K_{gen.max}$  (формула 1.6) не враховує коливання витрати стічних вод протягом години максимального припливу, тобто обчислена за допомогою цього коефіцієнту розрахункова витрата є середньосекундною в годину максимального припливу. Таким чином, необхідно передбачити резерв для пропуску витрати більшої за розрахункову.

В залежності від діаметра трубопроводу СНіП 02.04.03 – 85 [1] регламентує максимальні наповнення приймати від 0,6 до 0,8 (табл.4.1).

Таблиця 4.1

Діаметр, мм	150...250	300...400	450...900	1000 і більше
Максимальне наповнення, $\frac{h}{D}$	0,6	0,7	0,75	0,8

Розрахункове наповнення трубопроводів і каналів із поперечним перерізом будь-якої форми необхідно приймати не більше 0,7 висоти, а каналів прямокутного поперечного перерізу не більше 0,75 висоти [1].

Для трубопроводів дощової мережі та загально сплавних колекторів напівроздільної системи водовідведення для розрахунків повне розрахункове наповнення.

Для забезпечення нормальної роботи самопливних водопровідних мереж необхідно надавати трубам мережі відповідних похилів, що забезпечують рух рідини із швидкістю, при якій труби не засмучуються. Така швидкість має назву незамулюючої.

Розрахунок водовідвідних мереж виконують за розрахунковою витратою приймаючи значення швидкості в межах між мінімальною і максимальною допустимою.

Максимальна швидкість приймається такою, щоб запобігти руйнуванню труб внаслідок стирання лотку і стінок труб мінеральними домішками під час експлуатації. Згідно [1] для побутової мережі максимальну швидкість приймають для металевих труб до 8 м/с, неметалевих – 4 м/с. Для дощової мережі максимальні швидкості приймаються відповідно 10 та 7 м/с.

Дослідженням мінімальної незамулюючої швидкості та самоочисної здатності потоків стічних вод займалось багато дослідників. В результаті їх досліджень були отримані розрахункові формули.

Зважений стан частинок в стічних водах обумовлюється поперечними пульсаціями швидкості. Випадання зависей не буде, якщо величина поперечної пульсації буде більшою за величину гідравлічної крупності,  $U_0$ , розрахункової зависі. Для потоків з колоїдними частинками це співвідношення пульсаційної складової швидкості і гідравлічної крупності слід підвищувати на 40...50%. А.М. Курганов [7], виходячи з цього співвідношення, шляхом представлення поперечної пульсації швидкості через повздовжню отримав:

$$V_n = U_0 \cdot \lambda^{-2/3} \approx 0,055 U_0 \cdot C^{4/3} \quad (4.2)$$

де:  $U_0$  - гідравлічна крупність, м/с;

$\lambda$  - гідравлічний коефіцієнт тертя;

$C$  - швидкісний множник (коефіцієнт Шезі), м<sup>0,5</sup>/с.

На підставі експериментальних досліджень на реальних стічних водах М.Ф. Федоров із своїми учнями для зависі крупністю в 1 мм отримав розрахункову формулу у вигляді:

$$V_n = A^n \sqrt{R} \quad (4.3)$$

де, з врахуванням корегування М.І. Алексєєва,  $A = 1,42$  а  $n = 4,5 + 0,5R$ ,

$R$  – гідравлічний радіус, м.

Для зависей з гідравлічною крупністю  $U_0$  С.В. Яковлєв отримав

$$V_n = 12,5 \cdot U_0 \cdot R^{0,2} \quad (4.4)$$

Для розмиву осаду, який випав, необхідна швидкість більша, ніж та, при якій він почав випадати. Формула для визначення швидкості розмиву випавшого осаду має вигляд

$$V_0 = 9,34 \frac{U_0}{\Delta_e^{1,6}} \sqrt{R} \quad (4.5)$$

де:  $\Delta_e$  - еквівалентна шорсткість труби, м.

Враховуючі дані експлуатації мереж водовідведення населених пунктів і результати наукових досліджень СНіП [1] регламентує мінімальні швидкості для труб різних діаметрів при граничному наповненні.

Таблиця 4.2

Діаметр, мм	Максимальне наповнення, $h/D$	Мінімальні	
		швидкості, м/с	похили
1	2	3	4

150	0,6	0,7	0,008 (0,007)
200	0,6	0,7	0,007 (0,005)
300	0,7	0,8	0,0033
400	0,7	0,8	0,0021
500	0,75	0,9	0,002
600	0,75	1,0	0,0019
800	0,75	1,0	0,0013
1	2	3	4
1000	0,8	1,15	0,0013
1200	0,8	1,15	0,001
1400	0,8	1,3	0,001
2000	0,8	1,5	0,0009

*Примітка:* в таблиці в дужках вказано мінімальний похил, який приймається при обґрунтуванні на окремих ділянках.

Діаметр трубопроводів визначається гідравлічним розрахунком. Але з метою запобігання засмічення та забивання водовідвідних трубопроводів на підставі даних довгострокової експлуатації в [1] введено обмеження мінімального діаметра труб, що використовуються при будівництві мережі.

Так мінімальний діаметр внутрішньо квартальної побутової мережі повинен бути 150мм, вуличної – 200мм, для дощовій мережі мінімальні діаметри труб відповідно складають 200 та 250мм. В населених пунктах з добовою витратою стічних вод до 300 м<sup>3</sup>/доб допускається влаштування вуличної водовідвідної мережі з труб діаметром 150мм.

Ділянки водовідвідної мережі з малими витратами (до 5л/с) і мінімальними діаметрами укладаються з мінімальним похилом і в них швидкість не визначається. Такі ділянки називаються без розрахунковими.

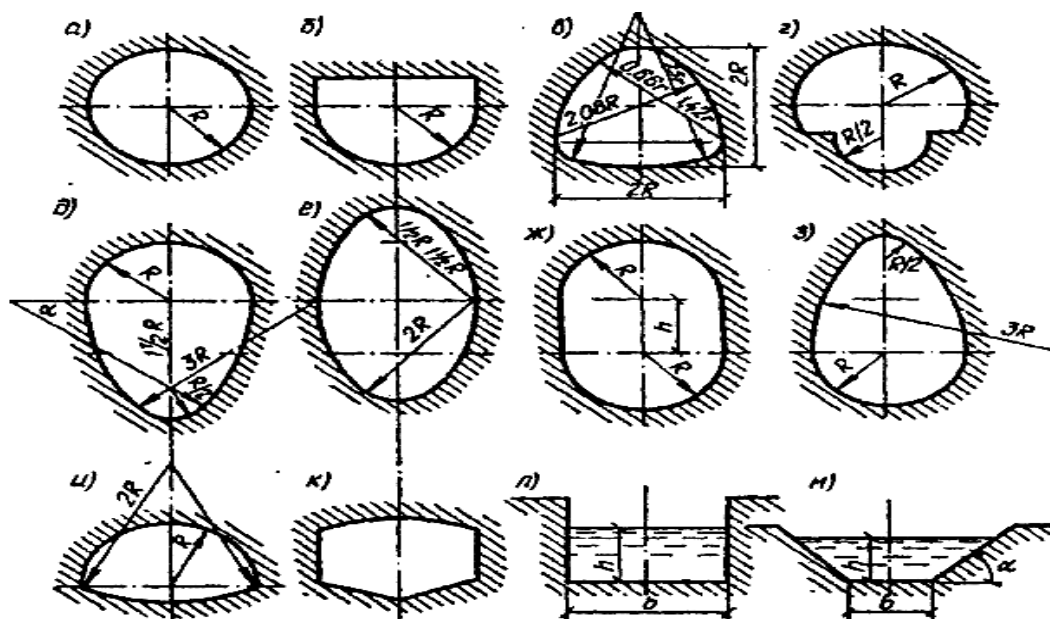


Рис.4.1. Форми поперечного перерізу труб та каналів

*а - кругла; б - напівкругла; в - шатрова; г - банкетна; д - яйцеподібна; е - еліптична; ж - напівкругла з прямими вставками; з - яйцеподібна обернена; и - лоткова; к - п'ятикутна; л - прямокутна; м - трапецієподібна.*

## **Лекція №10**

### **Форми поперечного перерізу труб та каналів та їх гідравлічна характеристика**

При проектуванні водовідвідних мереж поперечний переріз труб та колекторів приймається, виходячи з гідравлічних, технологічних та будівельних вимог. В системах водовідведення використовуються наступні форми поперечного перерізу труб та каналів: кругла, напівкругла, шатрова, банкетна, яйцеподібна, еліптична, напівкругла з прямими вставками, яйцеподібна обернена, лоткова, п'ятикутна, прямокутна та трапецієподібна (рис.4.1).

З гідравлічної точки зору найбільш вигідною вважається така форма поперечного перерізу труби чи каналу, при якій забезпечується найбільша пропускна здатність при однаковому похилі та площі поперечного перерізу. У такої форми поперечного перерізу гідравлічний радіус буде найбільшим, а змочений периметр найменшим. Оскільки найменше значення змоченого периметру має коло, то така форма найбільш вигідна. Порівняння пропускної здатності деяких форм поперечного перерізу колекторів наведено в додатку 3.

Труби круглого перерізу найбільш поширені тому, що вони простіші у виготовленні та експлуатації, індустріальні, міцні та гідравлічно вигідні. Використання круглих труб дозволяє індустріалізувати будівництво водовідвідних мереж. В заводських умовах виготовляються труби чи окремі елементи колектора певної довжини, а на будівельному майданчику виконується лише їх укладання та ущільнення і герметизація стикових з'єднань. Завдяки круглій формі, вони достатньо міцні, бо під дією зовнішніх навантажень стінки труб працюють переважно "на стиснення", а сили розпору менші, ніж в деяких інших формах перерізу.

Колектори круглої форми є простішими в експлуатації тому, що для їх очищення використовуються прості пристрої, такі як кулі, циліндри та диски.

Гідравлічний радіус труб круглої форми при повному та половинному наповненні складає  $0,25d$  а максимальне значення відповідає наповненню  $0,813d$  і становить  $0,304d$ . Відповідно, максимальна швидкість руху води при однаковому

похилі буде спостерігатися при наповненні 0,813d. Максимальна пропускна здатність буде досягатися при наповненні 1d [6].

Колектори напівкруглої форми перерізу застосовуються на окремих ділянках мережі при перетині з підземними перешкодами, які обмежують повну висоту. Зверху напівкруглий лоток перекривається зйомними плитами. За гідравлічною характеристикою така форма близька до круглої.

Банкетна, яйцеподібна, еліптична та напівкругла з прямими вставками форми поперечного перерізу використовуються для відведення стічних вод з великими коливаннями витрат, переважно при загальносплавній системі водовідведення. В “суху” погоду стічні води відводяться напівкруглим лотком меншого діаметра банкетної форми та нижньою частиною перерізу інших форм, а під час дощу вода рухається по всьому поперечному перерізу колектора. При однаковій ширині вулиці, яку займає колектор, банкетна форма має меншу, а форми *д, з, ж, з* – більшу пропускну здатність, ніж кругла.

Шатрову форму перерізу застосовують з метою зменшення товщини стінок на колекторах великого перетину. Вони, як і круглі колектори, мають сприятливу гідравлічну характеристику.

Зворотну яйцеподібну форму перерізу застосовують при перетині колектором залізниць та автодоріг, якими рухається важкий вантажний транспорт. За рахунок параболічної верхньої частини колектора зменшуються сили розпору.

Лоткову, п'ятикутну та прямокутну форми перерізу застосовують при відведенні дощових вод. Відкриті канали трапецієвидної та прямокутної форм перерізу застосовують за межами міста та на території очисних споруд.

Колектори всіх форм поперечного перерізу можна умовно поділити на стиснуті та витягнуті. До колекторів витягнутої форми відносяться: яйцеподібні, еліптичні, напівкруглі з прямими вставками, яйцеподібні зворотні. Їх рекомендується використовувати при :

- відведенні стічних вод з великим коливанням витрат;
- підвищених тимчасових навантажень та великому тиску ґрунту;
- необхідності розробки траншей в умовах міської забудови.

Колектори стиснутих форм: лоткової, п'ятикутної, прямокутної та трапецієвидної – доцільно використовувати при невеликих коливаннях витрат та наповнень, що є характерним для виробничих стічних вод.

### **Формули для гідравлічного розрахунку водовідвідних труб і каналів**

Гідравлічний розрахунок самопливних трубопроводів, лотків і каналів систем водовідведення слід виконувати на пропуск розрахункової максимальної витрати стічних вод за формулами:

$$V = W \sqrt{i} \quad (4.6)$$

$$Q = \omega \cdot W \sqrt{i} \quad (4.7)$$

де  $V$  – швидкість руху стічних вод, м/с;  $Q$  – розрахункова витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/с;  $i$  – гідравлічний похил, який при рівномірному русі дорівнює похилу трубопроводу;  $\omega$  – площа живого перерізу потоку, м<sup>2</sup>;  $W$  – швидкісна характеристика, яка обчислюється за формулою

$$W = \sqrt{\frac{8g}{\lambda} R} \quad (4.8)$$

де  $g$  – прискорення сили тяжіння, м/с<sup>2</sup>;  $R$  – гідравлічний радіус, м;  $\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя, який слід визначати за формулою, яка враховує різний ступінь турбулентності потоку

$$\lambda = \frac{0,25}{\lg \left[ \frac{\Delta_e}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right]} \quad (4.9)$$

де  $\Delta_e$  – еквівалентна шорсткість;  $a_2$  – коефіцієнт, який враховує характер шорсткості матеріалу труб і каналів;  $Re$  – число Рейнольдса, яке обчислюють за формулою

$$Re = \frac{4R \cdot V}{\nu} \quad (4.10)$$

$\nu$  – кінематична в'язкість рідини, м<sup>2</sup>/с, яка залежить від температури стічних вод і концентрації в них зависливих речовин.

Таблиця 4.3

Значення  $\Delta_e$  і  $a_2$  слід приймати за таблицею 4.3.

Труби та канали	$\Delta$ , см	$a_2$
1	2	3
Труби:		
бетонні та залізобетонні	0,2	100
керамічні	0,135	90
чавунні	0,1	83
сталеві	0,08	79
азбестоцементні	0,06	73
1	2	3

поліетиленові	0,004	20
полівінілхлорідні	0,006	20
поліпропіленові	0,0005	130
Канали:	0,635	150
з бута, тесаного каменя	0,315	110
цегляні	0,3	120
бетонні та залізобетонні монолітні		
теж саме, збірні (заводського виготовлення)	0,08	50

У замкнених водоводах ширина потоку зверху починаючи з деякого значення глибини  $h$  зі збільшенням останньої зменшується. У верхній частині водоводу зі збільшенням глибини змочений периметр збільшується швидше, ніж площа живого перерізу, що приводить до зменшення гідравлічного радіуса  $R$ .

Таке становище згідно з формулами (4.6), (4.7), (4.8) має привести до зменшення швидкості і витрати у трубі, при наповненні більше  $0,813d$  і  $0,95d$  відповідно, але це не підтверджується дослідями. У зв'язку з цим для замкнених перерізів за пропозицією Ю.М. Константинова й О.О. Сапухіна [4] швидкісну характеристику рекомендують визначати за формулою

$$W = \frac{k'}{n} R^z, \quad (4.11)$$

де  $k'$  - поправковий коефіцієнт, який дорівнює:

$$k' = f_4\left(\frac{h}{d}\right); \quad (4.12)$$

значення  $k'$  беруть за дослідними даними.

З урахуванням викладеного і беручи  $z = 2/3$ , середню швидкість у перерізі безнапірного водоводу по відношенню до  $W_{\Pi}$  – витратної характеристики при повному наповненні трубопроводу можна визначити як

$$V = BW_{\Pi} \sqrt{i}, \quad (4.13)$$

де  $B$  – відносна швидкісна характеристика, яка залежить від наповнення водоводу  $h/d$ ;  $W_{\Pi}$  визначають за таблицями, наведеними у довідниках.

Витрату у безнапірному замкненому водоводі можна записати як

$$Q = AK_{\Pi} \sqrt{i} \quad (4.14)$$

де  $A$  – відносна витратна характеристика, що залежить від наповнення водоводу;  $K_{\Pi} = \omega_{\Pi} W_{\Pi}$  – витратна характеристика труби при повному наповненні трубопроводу. Значення величин  $A$  і  $B$  для труб круглого поперечного перерізу наведені в довідку 4.

Розрахунки самопливних мереж виконують за допомогою таблиць, які складені по вищенаведеним формулам [9], або за допомогою розрахункових програм для ЕОМ.

При гідравлічних розрахунках самопливних колекторів діаметром більше 500мм враховують місцеві опори на поворотах, при з'єднанні потоків, у випадках, коли діаметр приєднання складає не менше 350мм, а також при наявності перепадів на основному колекторі. Витрати напору на подолання місцевих опорів в самопливних і напірних трубопроводах визначаються за формулою

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (4.15)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт місцевого опору.

Коефіцієнти місцевих опорів наведені в довідниках для гідравлічних розрахунків [6, 8].

Для підтримування рівномірного руху в самопливних трубопроводах водовідвідної мережі на ділянках з місцевими опорами слід передбачати додаткове пониження лотку трубопроводу на величину перепаду, який утворює місцевий опір.

Розрахунок напірних трубопроводів, дюкерів, мулопроводів зводиться до вибору діаметру труб, визначенню втрат напору на тертя по довжині трубопроводу і в місцевих опорах.

Діаметри трубопроводів визначаються за формулами рівномірного руху виходячи із розрахункової витрати і техніко-економічного обґрунтування. Швидкість руху стічних вод приймається в границях між мінімальною незамулюючою і максимальною для вибраного матеріалу труб.

Гідравлічний розрахунок напірних мулопроводів, які транспортують сирі та зброджені осади, а також активний мул, виконується із врахуванням режиму течії, фізичних властивостей і особливостей складу осадів.

При вологості 99% трубопроводи для транспорту осаду розраховуються за формулами для стічних вод.

Якщо вологість осаду менше за 99% гідравлічний похил розраховується за формулою:

$$i = \frac{1360(100 - P_{mud})^2}{D^{2,25}} + \frac{\lambda}{2g} \frac{v^2}{D} \quad (4.16)$$

де  $\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя мулопроводу,

$$\lambda = 0,00214P_{mud} - 0,191 \quad (4.17)$$

$P_{\text{mud}}$  – вологість осаду, %;  $v$  – швидкість руху осаду, м/с;  $D$  – діаметр мулопроводу, м.

Для мулопроводів діаметром 150 мм величину  $\lambda$ , розраховану за формулою (4.17) слід збільшувати на 0,01 [1].

Найменші розрахункові швидкості руху мулу в напірних мулопроводах, які не допускають осадження більш важких часток мулу і наступного заростання трубопроводів, слід приймати за даними таблиці 4.6 [1].

Таблиця 4.4

Найменші розрахункові швидкості руху осадів  $v_{\text{min}}$

Вологість осаду $P_{\text{mud}}$ , %	$v_{\text{min}}$ , м/с, для діаметрів, мм	
	150 - 200	250 - 400
98	0,8	0,9
97	0,9	1,0
96	1,0	1,1
95	1,1	1,2
94	1,2	1,3
93	1,3	1,4
92	1,4	1,5
91	1,7	1,8
90	1,9	2,1

Після гідравлічного розрахунку самопливних мереж, колекторів і каналів, а також напірних трубопроводів побутових і виробничих стічних вод їх слід перевірити на пропуск розрахункової максимальної витрати і додаткового припливу поверхневих і ґрунтових вод в періоди дощів, які неорганізовано надходять у водовідвідні мережі через нещільності люків колодязів і за рахунок інфільтрації. Додатковий приплив  $q_{\text{ad}}$  визначається на основі спеціальних вишукувань або даних експлуатації аналогічних об'єктів, а при їх відсутності за формулою:

$$q_{\text{ad}} = 0,15L\sqrt{m_d} \quad (4.18)$$

де  $L$  – загальна довжина самопливних трубопроводів до розрахункової споруди (створу трубопроводів), км;

$m_d$  – максимальна добова кількість опадів, мм, яка визначається за СНіП 2.01.01-82.

Перевірочний розрахунок самопливних трубопроводів і каналів з поперечним перерізом будь-якої форми на пропуск збільшеної витрати здійснюється при наповненні 0,95 висоти труби. Якщо наповнення більше змінюють діаметр або похил трубопроводу.

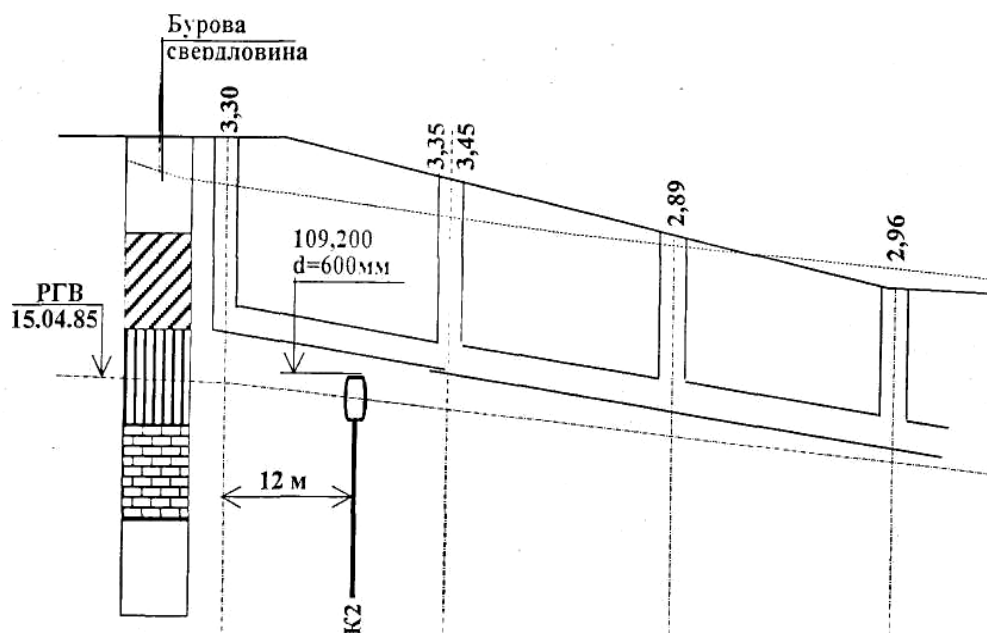
## ***Лекція №11***

### ***Визначення розрахунків витрат на ділянці.***

#### ***Проектування повздовжніх профілів самотливної мережі***

Одночасно з гідравлічним розрахунком самотливної водовідвідної мережі складається її повздовжній профіль. У встановлених масштабах по трасах мереж, що проектуються, викреслюється профіль поверхні землі. На профіль з плану переносяться розрахункові точки, визначаються довжини ділянок. Одночасно готуються відомість, в яку заносяться результати обчислень.

По профілю визначається початкове заглиблення мережі і ділянки з найбільшим та найменшим заглибленням колектору. Після чого на профіль наносяться дані розрахунків і по вирахуванням позначкам викреслюється схема трубопроводу із розташуванням колодязів.



Позначка низу або лотка труби	109,000	108,700 108,600	108,312	107,937
Проектна позначка землі	112,300	112,050	111,200	111,800
Натурна позначка землі	111,800	111,900	111,800	111,800
Позначення труби і типу ізоляції		Труби керамічні		
		Ø 200	Ø 300	
Основа		Природна		
Довжина \ Похил		30,00 \ 0,01	24,00 \ 0,012	25,00 \ 0,015
Відстань		30,00	24,00	25,00
Номер колодязя, точка кута повороту	8	9	10	11

Рис. 4.2. Приклад поздовжнього профілю побутової мережі

При побудові профілю на стадії «схеми» або «проекту» на ньому не показується усі колодязі, а тільки наносяться розрахункові точки, в яких змінюються витрати, похили і діаметри.

Під час проектування профілю водовідвідної мережі необхідно по можливості не дуже заглиблять трубопроводи, назначати похили по рельєфу місцевості, але з таким розрахунком, щоб швидкість течії стічних вод була в межах, припустимих СНіП [1].

При проектуванні поздовжнього профілю дотримуватись постійного зростання швидкості руху від ділянки до ділянки, в крайньому випадку, рівною попередній. Ця вимога викликана необхідністю запобігання відкладенню осаду.

Спосіб з'єднання труб у колодязі по висоті (за рівнем води або по шелигам труб) приймається в залежності від позначок рівня води, щоб не допустити підбору на вище розташованих ділянках мережі.

Труби різних діаметрів з'єднуються у колодязях, як правило, по шелигам і тільки в окремих випадках (наприклад, при виникненні підпору) по рівнях води.

У робочих кресленнях (рис. 4.2) профіль будується вказуючи позначки планування, матеріал труб, основ під труби (природний ґрунт, пісок, щебінь, ростверк, бетонна подушка та ін.), тип покриття (асфальт, бруківка, земля та ін.), дані про розташування траси (назва вулиць, наявність зони відчуження залізниці поїздів, парків та ін.), кути поворотів, розрізи ґрунтів по свердловинам, координати точок, що прив'язані до будівельної координатної сітки. Замість номерів розрахункових точок вказуються номери наглядових колодязів.

На профілі показується розташування усіх підземних споруд, що перетинають трасу водопровідної мережі, та позначки їх залягання.

Наводяться також відомості про загальну довжину колектора по профілю і специфікацією, в якій повинні бути вказані матеріал, довжина, маса і ГОСТ на труби, номенклатура колодязів, типовий альбом.

Глибина закладання водовідвідної мережі розраховується від поверхні ґрунту до лотка трубопроводу.

Мінімальну глибину закладання трубопроводу призначають, виходячи з:

- виключення промерзання труб;
- виключення руйнування труб під дією зовнішніх навантажень;
- забезпечення приєднання до трубопроводу внутрішньоквартальних мереж і бокових гілок;
- перетину з водопроводом і іншими підземними комунікаціями.

З усіх значень, отриманих за різними формулами, обираємо найбільше.

Температура побутових стічних вод не опускається нижче 7...10°C, тому можливе прокладання труб на глибині меншій, ніж глибина промерзання. Для труб діаметром до 500мм ця різниця становить 0,3, для труб більших діаметрів – 0,5м [1].

Мінімальна глибина закладання внутрішньоквартальної мережі (по лотку) за умови непромерзання визначається як:

$$h_{\min}^{\text{пром}} = h_{\text{пром}} - a + d + \delta, \quad (4.19)$$

де  $h_{\text{пром}}$  – глибина промерзання ґрунту, м (для прийнятого району будівництва – 1,2м);

$a$  – величина зменшення глибини закладання через плюсову температуру побутових стічних вод,  $a = 0,3 \div 9,5\text{м}$ ;

$d$  – діаметр внутрішньоквартальної мережі, м;

$\delta$  – товщина стінок труб, м.

Мінімальна глибина закладання внутрішньоквартальної мережі (по лотку) за умови неруйнування під дією механічних навантажень:

$$h_{\min}^{Mex} = h_{Mex} + d + \delta, \quad (4.20)$$

де  $h_{Mex}$  – мінімальна відстань від поверхні землі до верху труби за умови неруйнування під дією механічних навантажень дорівнює 0,7м.

При приєднанні внутрішньо квартальної мережі до вуличної мінімальна глибина закладання лотка в диктуючій точці повинна бути не менше:

$$H_{\min} = h_{\min} + \sum i_{\min} l - (z_n - z_k) + \Delta d \quad (4.21)$$

де  $h_{\min}$  – мінімальне заглиблення першого (найбільш віддаленого) колодязя внутрішньо квартальної мережі;

$i_{\min}$  – похил труб внутрішньоквартальної мережі (дорівнює 0,007...0,008 при діаметрі 150...200мм);

$\sum l$  – довжина від найбільш віддаленого колодязя внутрішньоквартальної мережі до першого колодязя на вуличній (приймається залежно від трасування внутрішньоквартальної мережі), м;

$z_n, z_k$  – позначки поверхні землі на початку і в кінці внутрішньоквартальної мережі, м;

$\Delta d$  – перепад між діаметрами внутрішньоквартальної мережі, м.

Крім того, необхідно враховувати наявність інших підземних інженерних мереж, особливо водопроводу.

Найбільшу глибину закладання труб при будівництві мереж відкритим способом з практичних міркувань приймають: для сухих ґрунтів не більше 7...8, для водонасичених (пливуни) – не більше 5, скельних – 4...5м.

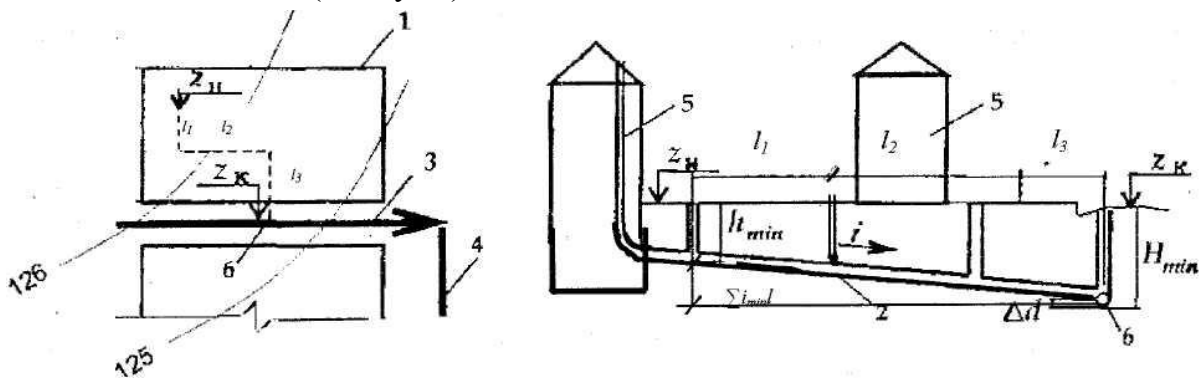


Рис. 4.3. Схема визначення початкової глибини закладання вуличної магістралі.

1 –квартал; 2 – трубопровід внутрішньоквартальної мережі; 3 – трубопровід вуличної мережі; 4 – боковий колектор; 5 – житловий будинок; 6 – колодязь вуличної мережі.

Глибину закладання слід робити мінімальною, що забезпечує найменші витрати. Також необхідно зводити до мінімуму перетини із інженерними об'єктами і комунікаціями та природними перешкодами.

#### Питання до самоперевірки

1. Які режими руху рідини спостерігаються у водовідвідних мережах?
2. Чому водовідвідні мережі розраховують на неповне наповнення?
3. Чим обумовлено наявність мінімальної і максимальної швидкостей при проектуванні мереж водовідведення?
4. Від яких факторів залежить швидкість в трубах водовідведення?
5. Які форми поперечного перерізу труб і каналів використовують при будівництві мереж водовідведення?
6. За якими формулами виконується гідравлічний розрахунок водовідвідних труб?
7. Як враховуються місцеві опори при русі стічних вод в мережах?
8. Які особливості гідравлічного розрахунку мулопроводів?
9. В чому полягає перевірочний розрахунок самопливних трубопроводів і каналів?
10. Як визначається мінімальна глибина закладання водовідвідної мережі?
11. Назвіть основні принципи проектування поздовжнього профілю самопливної мережі водовідведення?

## **Лекція № 12**

### **Водовідвідні труби та колектори**

#### **Труби та колектори**

Вимоги до водовідвідних труб можна звести до таких чотирьох груп: будівельні, технологічні, експлуатаційні та економічні.

До будівельних відносять: міцність, довговічність, індустріальність та простота монтажу трубопроводу або колектора з окремих труб та елементів.

На трубопровід, укладений в землі діють зовнішні та внутрішні навантаження. Зовнішні навантаження поділяються на постійні від ваги ґрунту та перемінні від дії рухомого транспорту. Внутрішні навантаження в самопливному трубопроводі виникають внаслідок виникнення напірного режиму руху стічних вод під час його засмічення, а в напірному – під дією внутрішнього тиску.

Міцність труб має відповідати цим навантаженням. Довговічність труб має бути такою, як і довговічність основних споруд і будівель системи водовідведення.

Під індустріальністю розуміється можливість виконання більшості робіт по створенню трубопроводу в заводських умовах, а на будівельному майданчику має здійснюватись монтаж трубопроводу з окремих труб або секцій, а колекторів з готових елементів.

Технологічні вимоги включають водонепроникність матеріалу труб, гладкість внутрішньої поверхні для забезпечення максимальної пропускної здатності та стійкість до стирання і корозії.

До експлуатаційних вимог відноситься простота очищення внутрішньої поверхні труб від відкладень.

До економічних вимог відноситься мінімальна вартість матеріалів і виготовлення труб та застосування мінімальної кількості дефіцитних матеріалів.

В сучасних системах водовідведення для самопливних мереж використовують такі труби: керамічні, азбестоцементні, бетонні, залізобетонні, поліетиленові, полівінілхлоридні, чавунні.

Для напірних трубопроводів: азбестоцементні напірні, залізобетонні напірні, пластмасові, чавунні і сталеві.

Керамічні труби для влаштування безнапірних мереж випускаються за ГОСТ-286-82 діаметром 150...600мм (додаток 5). Вони виготовляються із пластичних вогнетривких глин з додаванням шамоту (випалена глина в порошкоподібному стані) шляхом спікання при температурі 1250..1350<sup>0</sup>С. Покриття їх поливою забезпечує водонепроникність і гладкість внутрішньої поверхні.

З'єднання керамічних труб розтрубне, тобто гладкий кінець однієї труби вводиться в розруб іншої з формуванням стику, який складається з герметизуючої частини (смоляне пасмо) та замку (асфальтова мастика, азбестоцементний або цементний розчин) (рис.5.1).Керамічні труби відповідають більшості вимог до матеріалу труб, які були перелічені вище. До недоліків керамічних труб відносяться їх мала довжина, що обумовлює велику кількість стиків, та висока вартість труб. Керамічні труби використовуються при прокладанні дворових, внутрішньо квартальних та вуличних мереж діаметром до 600мм, а також в агресивному середовищі або при транспортуванні агресивних стічних вод.

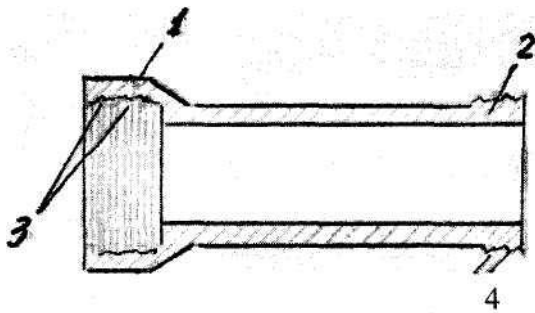


Рис. 5.1 Керамічна труба

1 - розтруб; 2 - гладкий кінець;  
3 - канавки; 4 - рифлі.

Згідно ГОСТ 286-82 труби повинні відповідати таким вимогам:

- витримувати внутрішній гідростатичний тиск не менше 0,15 МПа;
- витримувати зовнішнє навантаження не менше 20...30 КН/м;
- водопоглинання не повинно перевищувати 8%.

Керамічні труби характеризуються:

- довговічністю;
- міцністю;
- стійкістю до дії агресивного середовища та температури;
- гладкою внутрішньою поверхнею, водонепроникністю;
- не дефіцитністю сировини, з якої виготовлюються.

Вузол з'єднання труб між собою називається стиком. Він має бути водонепроникним, стійким до дії агресивних вод та до зміни температури і, по можливості, еластичним.

За еластичністю стики поділяються на гнучкі та жорсткі. До гнучких відносяться стикові з'єднання, які допускають взаємне переміщення труб в поздовжньому напрямі на 3... 5мм та невеликий взаємний поворот труб при збереженні водонепроникності. Жорсткі стики не допускають переміщення та повороту труб. Стик складається з двох елементів: герметизуючої частини та замка (рис.5.2).

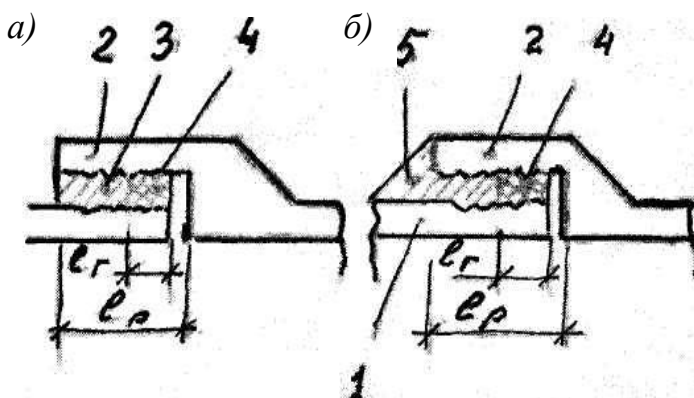


Рис. 5.2 Схеми стикових з'єднань

а - стик з асфальтовим замком; б - стик з азбестоцементним замком; 1 - гладкий кінець труби; 2 - розтруб; 3 - асфальтова мастика; 4 - смоляне пасмо; 5 - азбестоцемент.

Герметизуюча частина стику виконується з просмоленого конопляного пасма або канату на глибину  $1/2 \dots 1/3$  довжини розтруба. Ущільнення пасма здійснюється конопаткою без застосування молотка.

Замок в залежності від матеріалу може бути асфальтовий, азбестоцементний або цементний. Він призначений для підвищення міцності стику. В зоні розташування коренів дерев і кущів найчастіше використовується асфальтовий замок. Асфальтову мастику виготовляють з трьох частин природного асфальту та однієї - двох частин гудрону або бітуму БН-Ш. Для підвищення термічної стійкості до мастики додають вапняне борошно, пісок або шлак. Мастику заливають в кільцевий зазор в розігрітому стані. Асфальтові стики не рекомендується влаштовувати при відведенні стічних вод, які містять розчинники бітуму або мають температуру більше 40°C.

Азбестоцементний замок виконується з цементу марки 300 (70% по масі) та азбестового волокна (30% по масі). До суміші додається 10% води. Ущільнюється суміш за допомогою спеціального інструмента - чеканки.

Цементний стик виконується з суміші піску та цементу в співвідношенні 1:1. До суміші додається невелика кількість води: стільки, щоб вона була вологою. Ущільнюється замок також за допомогою чеканки. Асфальтові, азбестоцементні та цементні стики відносяться до твердих.

Гнучкі з'єднання виконують за допомогою пластикових ущільнюючих матеріалів, наприклад двох кілець з полівінілхлоридної смоли - пластізолу. Більше кільце розташовується в розтрубі, воно має конічну внутрішню поверхню, а кільце меншого діаметру з конічною зовнішньою поверхнею розташовується на гладкому кінці труби. Під час монтажу трубопроводу трубу підтискують в горизонтальному напрямі, кільця заклинюють і утворюється гнучкий стик.

Азбестоцементні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 1839-80 діаметром 150, 200, 300 та 400мм, довжиною 3,0 та 4,0м, і повинні витримувати тиск до 0,4 мПа. З'єднуються труби між собою за допомогою муфти (рис.5.3). стики ущільнюються просмоленним конопляним пасмом, а замок виконується асфальтовий, азбестоцементний або цементний. Ці труби відносно міцні, мають невелику масу, довговічні, мають гладку внутрішню поверхню і відносно стійкі до дії агресивного середовища, дешевші ніж керамічні. До недоліків азбестоцементних труб відносяться: низький опір ударним та динамічним навантаженням, крихкість та стирання внутрішньої поверхні при транспортуванні стічними водами піску та інших мінеральних домішок. Азбестоцементні труби використовують для монтажу мереж при заглибленні до 3м і відсутності динамічної дії на трубопровід.

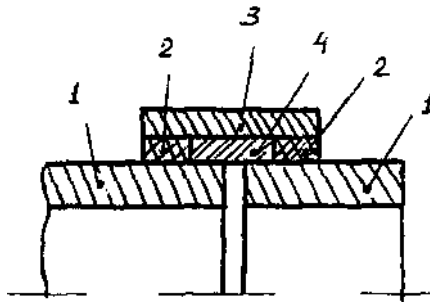


Рис.5.3 Схема стикового з'єднання азбестоцементних труб

1 – труби; 2 – асфальтова мастика, або азбестоцемент чи цемент; 3 – муфта; 4 – просмолене пасмо.

Бетонні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 20054-88 діаметром 100...1000мм. За формою поперечного перерізу вони випускаються круглі та круглі з плоскою підшвою (рис.5.4). За способом з'єднання між собою труби можуть бути розрубні та фальцові (рис.5.5). Ущільнення стиків здійснюється просмоленним конопляним пасмом або канатом, спеціальними герметизуючими пастами. Труби з ступінчастою поверхнею гладкого кінця ущільнюються за допомогою спеціальних гумових ущільнюючих кілець (рис.5.6). Бетонні труби використовуються при влаштуванні водовідвідних мереж для транспортування неагресивних до бетону стічних вод та при відсутності агресивних ґрунтових вод.

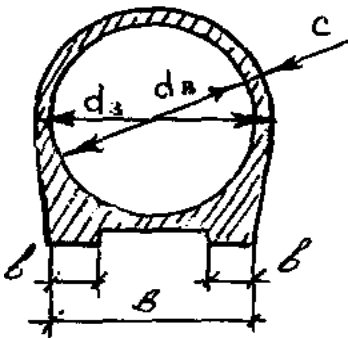


Рис. 5.4 Поперечний переріз бетонної труби з плоскою підшвою

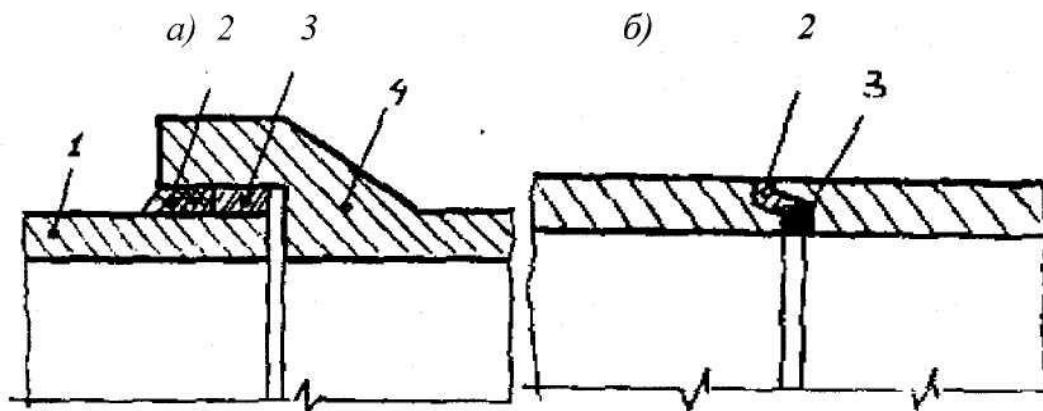


Рис.5.5 Схеми розтрубного (а) та фальцевого стиків (б) бетонних труб

1 - гладкий кінець труби; 2 - асфальтова мастика; 3 - просмолене пасмо; 4 – розтруб

Виготовлення бетонних труб просте, не потребує дефіцитних матеріалів, вони не покриваються відкладеннями і дешевші від керамічних та азбестоцементних труб. Їх використання обмежується тим, що вони мають велику масу, не стійкі до дії агресивного середовища і крихкі, особливо при неякісному виготовленні.

Згідно ГОСТ 20054 - 88 бетонні труби мають витримувати навантаження 15,7 - 88,3 КН/м.

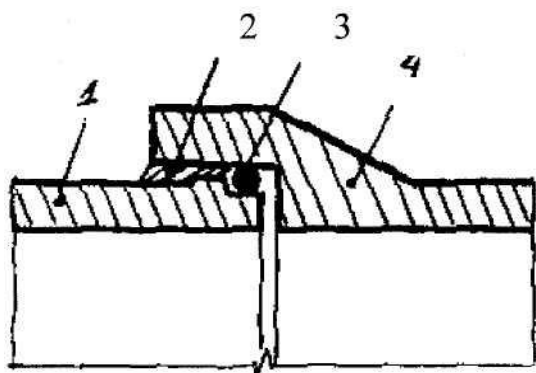


Рис. 5.6. Схема розтрубного стику з ступінчатою поверхнею  
1 – кінець труби з ступінчастою поверхнею;  
2 – замок;  
3 – гумове кільце;  
4 - розтруб

Залізобетонні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 6482.0-88 та 6482.1-88 діаметром від 400мм до 2400мм, довжина труб 3...4м. Ці труби витримують зовнішнє навантаження 33...150Кн/м. За формою поперечного перерізу ці труби випускаються круглі та круглі з плоскою підшоною, а за способом з'єднання – розтрубні та фальцові. Ці труби випускаються нормальної та підвищеної міцності.

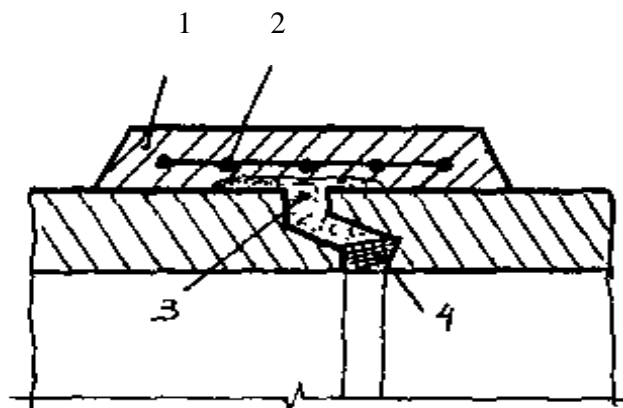


Рис 5.7.Схема фальцевого стику залізобетонних труб великого діаметра.

1 – торкрет-штукатурка;  
2 – арматурна сітка;  
3 – цементно-піщаний розчин;  
4 – просмолене пасмо (канат).

Розтрубні труби випускаються діаметром 400...2400мм, розтрубні з упорним бортиком – 400...1600мм, розтрубні з плоскою підшоною – 100...1600мм, розтрубні із ступінчатою стиковою поверхнею – 400...1600мм, фальцові труби – 400...2400мм, фальцові з плоскою підшоною – 1000...2400мм. Ущільнення стикових з'єднань залізобетонних труб здійснюється просмоленням конопляним канатом, герметиками або за допомогою гумових кілець. На стиках фальцевих труб діаметром більше 1000мм із зовнішньої сторони влаштовують армований залізобетонний пояс. Залізобетонні труби використовуються для відведення неагресивних до бетону стічних вод і при

відсутності агресивних ґрунтових вод переважно при влаштуванні вуличних мереж і заглибленні 3...8м.

Поліетиленові труби випускаються згідно ГОСТ 18599 - 83 діаметром 110...1200мм. Для влаштування водовідвідних мереж використовуються поліетиленові труби типу “Л”- легкі та “СЛ”- середньолегкі, які здатні витримувати внутрішній тиск відповідно 0,25 та 0,4МПа. Їх рекомендується використовувати при відведенні агресивних по відношенню до бетону стічних вод та при прокладанні мереж в агресивному середовищі, якщо температура стічних вод не перевищує 20° С. З'єднують між собою поліетиленові труби термічним зварюванням.

Труби з полівінілхлориду (ПВХ) випускаються діаметром 110, 160 і 200мм згідно технічних умов ТУ 6- 19 - 307 - 86 та діаметром 225, 280 і 315мм за ТУ 6 - 19-231 - 83. Труби з полівінілхлориду рекомендується використовувати при відведенні стічних вод різної агресивності з температурою до 20°С та при прокладанні мереж в агресивному середовищі. З'єднуються між собою труби з ПВХ на муфтах з ущільненням за допомогою гумових кілець.

Чавунні труби випускаються згідно ГОСТ 9583 -75 діаметром 100 - 1000мм довжиною 3...10м та за технічними умовами ТУ 14 - 3 - 1247 - 83 діаметром 100 - 300мм. Труби розтрубні, ущільнення стиків здійснюється за допомогою гумових манжет (труби за ТУ 14 - 3 - 1247 - 83) або просмоленним конопляним пасмом чи канатом. Чавунні труби допускається застосовувати при влаштуванні самопливної мережі:

- у важкодоступних пунктах будівництва;
- в складних умовах (вічномерзлі чи просадні ґрунти, території, які підробляються);
- при переходах через водні перешкоди (потоки), під залізницями та автодорогами і по естакадах;
- при перетинах з господарсько-питним водопроводом;
- при прокладанні в місцях, де можливі механічні пошкодження труб.

Напірні трубопроводи систем водовідведення влаштовуються із напірних труб з різних матеріалів на підставі техніко-економічного обґрунтування. Сталеві електрозварні труби застосовують для влаштування дюкерів через водні перешкоди, в середині насосних станцій, на майданчиках очисних споруд.

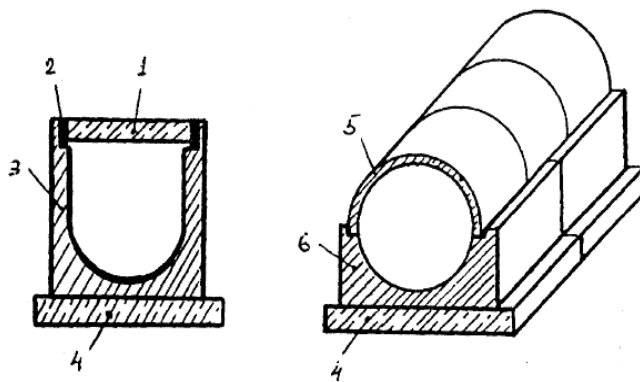


Рис.5.8 Конструкції колекторів великих діаметрів із збірних залізобетонних елементів напівкруглої та круглої форм.

1 – залізобетонна плита; 2 – бітум; 3 – бетонна основа; 4 – підготовка;  
5 – верхній елемент; 6 – нижній елемент.

Трубопроводи великих діаметрів (круглого та не круглого перерізу), які зазвичай називають колекторами, виконуються в основному із збірного залізобетону, рідше з монолітного.

Конструкція колекторів залежить від способу виконання робіт (відкритий чи закритий), глибини прокладання, геологічних та гідрогеологічних умов, властивостей стічних вод. Колектори із збірного залізобетону є найбільш поширеними. Вони можуть мати різну форму поперечного перетину, але найчастіше використовують колектори круглої та напівкруглої форми. Колектор круглої та напівкруглої форми складається з двох елементів (рис.5.8): нижнього та верхнього. Вертикальні стики верхніх та нижніх елементів не повинні співпадати. В свою чергу, верхній елемент може бути цілим або складатися з двох частин.

Найбільш перспективним є будівництво колекторів з залізобетонних труб великого діаметра, які укладаються на бетонну основу. Колектори прямокутної форми виконують із збірного залізобетону аналогічно круглим.

При закритих методах виконання робіт (щитова проходка) прокладають колектори круглого перетину. Їх збирають з окремих залізобетонних блоків – тюбінгів трапецієвидної форми. Всередині влаштовується залізобетонна оболонка та гідроізоляція. З зовнішньої сторони за блоки закачують цементний розчин. При відведенні колектором агресивних стічних вод стінки колектора обкладають кислотно - або лугостійкими матеріалами: плиткою або цеглою (рис.5.9). В теперішній час застосовують обробку внутрішньої поверхні колекторів рідкими розчинами із пластичних мас або смол.

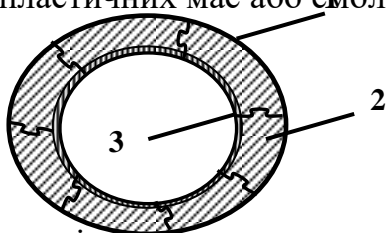


Рис.5.9 Конструкція круглого колектора при закритому способі будівництва

1 – цементний розчин; 2 – бетонні блоки (тюбінги); 3 – залізобетонна оболонка.

## **Лекція №13**

### **Основи під труби та колектори**

В підземному трубопроводі основа під нього та засипання траншеї впливають на напружений стан труби і є елементами конструкції трубопроводу. Тому тип основи, ступінь ущільнення та вид ґрунтів для засипання траншеї має бути передбачений проектом.

Аналіз аварій на водовідвідних мережах свідчить, що основною причиною руйнування водовідвідних труб є деформація основи під трубами, яка відбувається під дією таких факторів:

- виникнення додаткового тиску на ґрунт основи внаслідок перерозподілу тиску від ваги ґрунту засипання після прокладання трубопроводу;
- виникнення додаткового тиску на трубопровід від рухомого навантаження, який особливо відчувається при недостатньому ущільненні засипаного ґрунту;
- порушення природного стану або недостатнє ущільнення ґрунту в основі трубопроводу;
- втрата стійкості та природної рівноваги ґрунту при коливанні рівня ґрунтових вод або надходженні до траншеї поверхневих вод;
- недостатня міцність ґрунту в основі під трубами.

Природною основою під трубопроводи можуть служити такі ґрунти, що в сухому стані мають розрахунковий опір  $R > 0,15$  МПа.

До таких ґрунтів відносяться: піски, супіски, гравій, пісок в суміші з гравієм, глини та суглинки (при відсутності водоносних прошарків), скельні та близькі до них ґрунти.

При влаштуванні природної основи необхідно намагатися, щоб ґрунт на дні траншеї залишався в природному, непорушеному стані. З цією метою при розробці траншеї механізмами не добирають шар ґрунту висотою 0,1...0,2 м, який потім видаляють вручну.

Опір труби навантаженням можна підвищити [11]:

- на 30 - 40% за рахунок влаштування спрофільованої за формою труби основи з кутом охоплення  $90^\circ$ ;
- на 20 - 50 % шляхом трамбування ґрунту засипання між трубою та стінкою траншеї (в пазухах) на висоту 0,5 діаметра труби.

При прокладанні трубопроводів в міцних глинистих та скельних ґрунтах в основі під трубами влаштовують піщану подушку висотою не менше 0,1м з тим, щоб рівномірно розподілити навантаження по всій довжині труби і уникнути її руйнування.

У водонасичених ґрунтах, ґрунтах з недостатнім розрахунковим опором, в пливунних та нестійких ґрунтах трубопроводи прокладаються на штучних основах.

Тип основи вибирається в залежності від: виду та властивостей ґрунту; наявності ґрунтових вод; розміру та матеріалу труб та конструкції стикових з'єднань; глибини прокладання труб; транспортних навантажень; місцевих умов.

В сухих ґрунтах з розрахунковим опором  $R \geq 0,1$  під пластмасові та  $R \geq 0,15$  під інші самопливні трубопроводи влаштовуються такі види природних основ (рис.5.10): ґрунтова плоска; ґрунтова плоска з піщаною підготовкою; ґрунтова спрофільована; ґрунтова спрофільована з піщаною підготовкою.

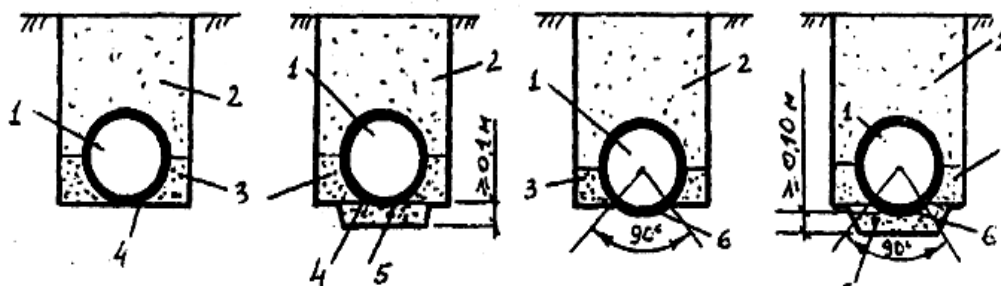


Рис. 5.10. Природні основи під самопливні трубопроводи

*а - ґрунтова плоска; б - ґрунтова плоска з піщаною подушкою; в - ґрунтова спрофільована; г - ґрунтова спрофільована з піщаною подушкою; 1 - трубопровід; 2 - засипання траншеї; 3 - засипання з підвищеним ступенем ущільнення; 4 - плоска основа; 5 - піщана подушка; 6 - спрофільована основа.*

При недостатньому розрахунковому опорі сухих ґрунтів ( $R \geq 0,1$  - під пластмасові та  $0,1 \geq R < 0,15$  - під інші трубопроводи) влаштовують штучні основи (рис. 5.11 а, б, в, г): гравійно-щебеневі, бетонні та залізобетонні. В таких же ґрунтах, при можливості нерівномірного просідання: в пухких, насипних не злежаних ґрунтах, на ділянках з ґрунтами, що розрізняються за своїми фізико-механічними властивостями, на ділянках з великим нахилом ґрунтових пластів і т.д., влаштовують залізобетонні плоскі та залізобетонні спрофільовані основи з кутом охоплення 90 та 120°.

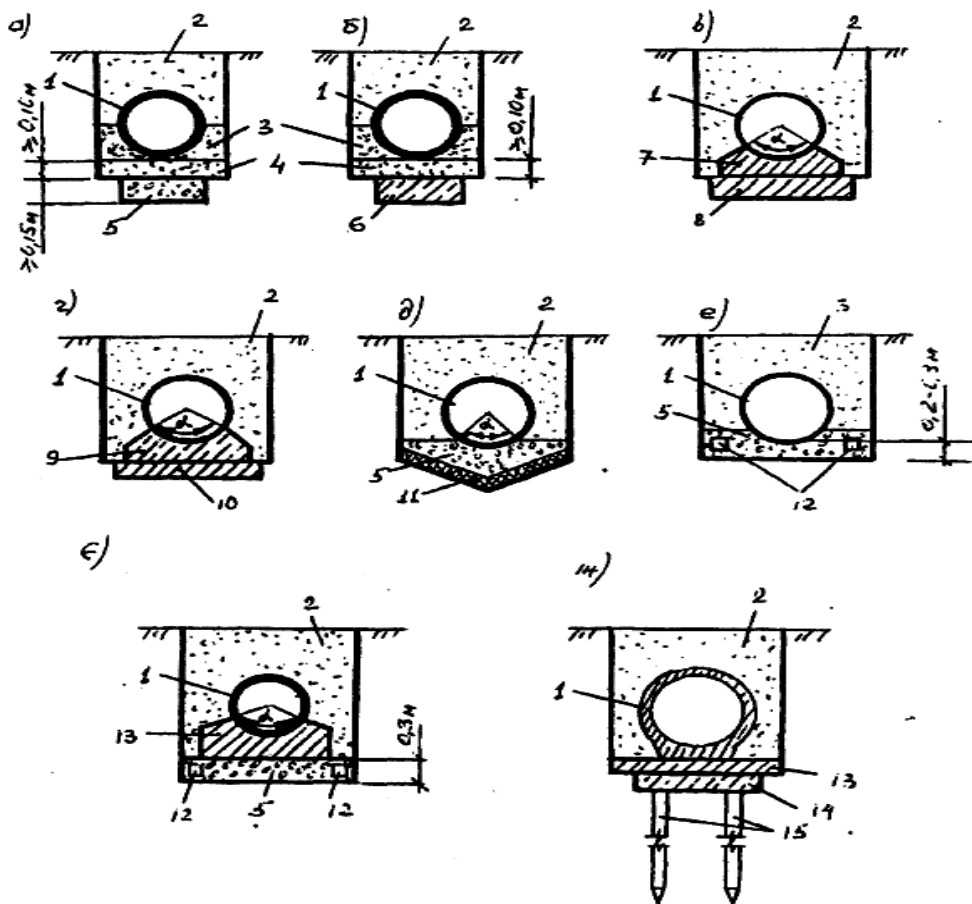


Рис. 5.11. Штучні основи під самопливні трубопроводи

а - гравійно-щебенева; б - залізобетонна плоска; в - бетонна спрофільована; г - залізобетонна спрофільована; д - щебенева з водонепроникним піддоном; е - гравійно-щебенева; є - бетонна з дренажем; ж - залізобетонна на палях; 1 - трубопровід; 2 - засипання з нормальним ущільненням; 3 - засипання з підвищеним ступенем ущільнення; 5 - гравійно-щебенева підготовка; 6 - залізобетонна плоска основа; 7 - основа бетонна (I шар); 8 - бетонна основа (II шар); 9 - залізобетонна спрофільована основа; 10 - бетонна підготовка; 11 - водонепроникний шар (грунтоасфальт); 12 - дренаж; 13 - цементний розчин; 14 - залізобетонний ростверк; 15 - залізобетонні палі.

Для прокладання безнапірних трубопроводів великих діаметрів (1400мм та більше) використовуються збірні залізобетонні основи. Збірні залізобетонні основи виготовляють двох типів: з лекальних залізобетонних блоків та з залізобетонних дорожніх плит з набетонкою стільця під трубу. Блоки та плити укладають на вирівняну піщану, щебенева або гравійну підготовку товщиною 0,15 – 0,20м. Труби укладають на шар цементного розчину.

В скельних ґрунтах трубопроводи укладають на піщану подушку, висота якої має бути не менша 0,1м над виступаючими нерівностями дна траншеї.

В просадних ґрунтах першого типу трубопроводи укладають як в звичайних ґрунтах. В ґрунтах другого типу просідання на незабудованій території влаштовують ущільнення ґрунту на глибину не менше 0.25м, а на забудованій - піддон з грунтоасфальту для відведення води, яка ексфільтрується з трубопроводу в ґрунт, в контрольні колодязі. До складу грунтоасфальту входять утрамбований

грунт, по якому укладається шар глини, насиченої бітумом або дьогтем товщиною 0,1м. Трубопровід укладається поверх піддону на шар щебеню або гравію (рис. 5.11, д).

В водонасичених ґрунтах в основі трубопроводів влаштовують дренаж, який складається з дренажних лотків, укладених на шар щебеню або гравію товщиною 0,2 – 0,3м. Дренажну воду відводять з траншеї спеціальною мережею. При діаметрі трубопроводу до 600мм його укладають безпосередньо на щебінь або гравій з засипкою і ущільненням пазух на висоту 0,15 діаметра трубопроводу. При діаметрі більшому за 600мм трубопровід укладають на бетонний фундамент (рис. 5.11 е, є). В водонасичених ґрунтах з нормативним опором  $0,1 \geq R < 0,15$  і слабкою водовіддачею трубопроводи укладають на бетонну спрофільовану основу з кутом охоплення  $\alpha = 90^\circ$  при діаметрах труб 300 та більше мм, і  $\alpha = 120^\circ$  при діаметрі труб меншому за 300мм.

При прокладанні трубопроводів в ґрунтах насипних, мулистих, торф'яних, по звалищах та інших ґрунтах з недостатньою несучою здатністю ( $R < 0,1$ ) виконують заміну ґрунту, а якщо така заміна неможлива або економічно недоцільна, трубопровід прокладають на основі з залізобетонних плит на палях (рис. 5.11, ж).

Вибір основи під труби зведено в додаток 6.

## Лекція № 14

### Споруди на водовідвідній мережі

#### Оглядові колодязі

Самопливні трубопроводи на відміну від напірних, не мають фасонних частин. З'єднання трубопроводів, повороти, зміна похилів, здійснюється в колодязях за допомогою відкритих лотків. Тому на водовідвідних мережах застосовуються різні колодязі, які поділяються на оглядові та спеціальні. Також, в залежності від умов на трасі мережі, влаштовуються дюкери, переходи, естакади, а на дощовій мережі ще й дощоприймальні колодязі, розподільні камери, зливоспуски. До споруд на водовідвідній мережі можна віднести і насосні станції перекачки стічних вод.

Оглядові колодязі призначені для забезпечення доступу до трубопроводів і влаштовуються з метою огляду і спостереження за роботою водовідвідної мережі та виконання експлуатаційних заходів: прочищення, промивання та ремонту трубопроводів.

Колодязі, що влаштовуються на трубопроводах великих діаметрів називаються камерами.

Оглядові колодязі на мережі влаштовують в таких місцях: при зміні діаметра, похилу, напрямку та матеріалу трубопроводу; при приєднанні бокових ліній, а також на прямолінійних ділянках мережі на відстані, яка визначається з умов експлуатації в залежності від діаметра трубопроводу.

В залежності від призначення оглядові колодязі підрозділяють на лінійні, поворотні, вузлові та контрольні.

Оглядові колодязі виконуються за типовими проектами із збірного залізобетону. При техніко-економічному обґрунтуванні колодязі можуть будуватись з цегли і монолітного залізобетону. В останній час знаходять застосування колодязі із пластмаси. Конструктивно оглядові колодязі складаються з таких основних елементів: основа, робоча камера, перекриття або перехідна частина та горловина з люком і кришкою.

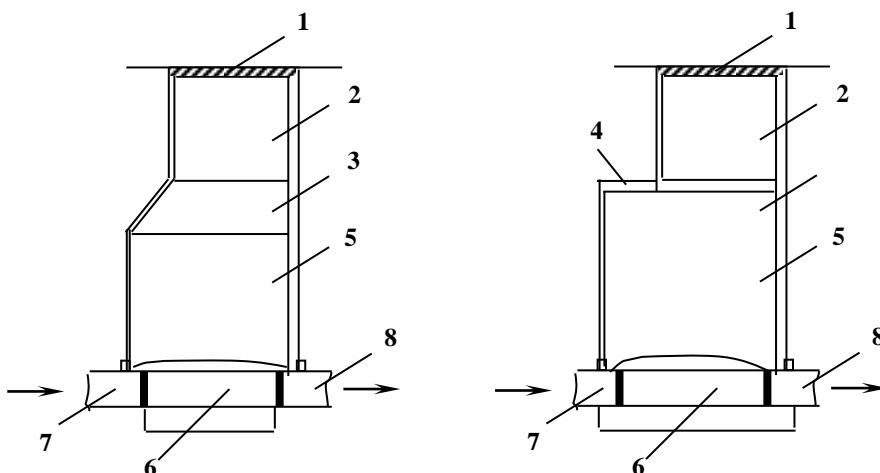


Рис. 6.1 Схеми оглядових колодязів

1 – люк з кришкою; 2 – горловина; 3 – перехідна частина; 4 – плита перекриття; 5 – робоча камера; 6 – основа з лотком; 7 – підвідний трубопровід; 8 – відвідний трубопровід.

Лінійні оглядові колодязі влаштовуються на прямолінійних ділянках водовідвідної мережі на відстані в залежності від діаметру трубопроводу [1]:

Таблиця 6.1

Діаметр труби, мм	Відстань між колодязями, м
150	35
200...450	50
500...600	75
700...900	100
1000...1400	150
1500...2000	200
> 2000	250...300

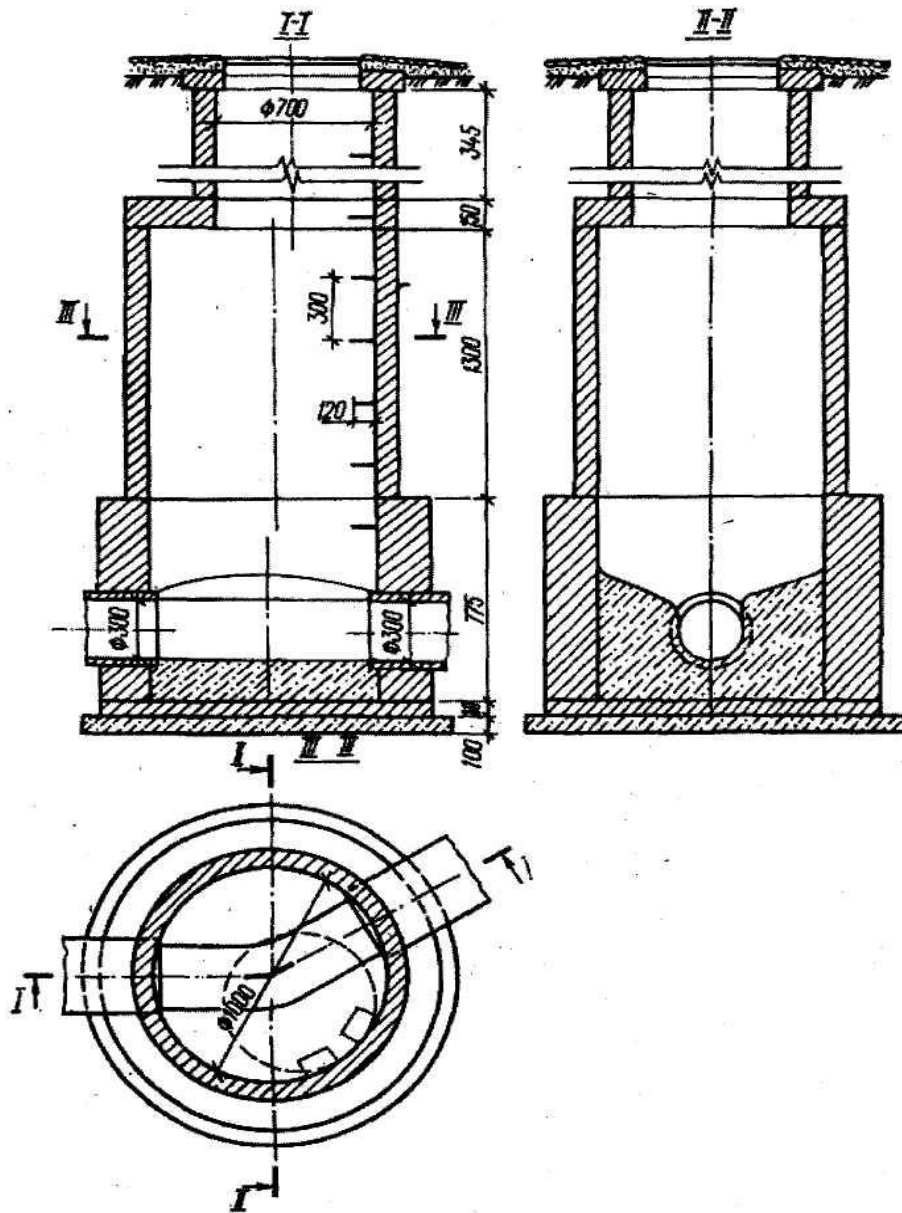


Рис.6.2. Поворотний колодязь

Поворотні колодязі влаштовують в усіх точках зміни напрямку траси мережі. Радіус кривої повороту лотка повинен бути не меншим за діаметр труби, а кут повороту – не менше  $90^{\circ}$ .

При діаметрі колекторів 1200мм і більше радіус кривої повороту приймається не меншим за п'ять діаметрів труби. В цьому випадку на колекторах треба передбачати два колодязі – на початку і в кінці кривої повороту. На колекторах діаметром більше 600мм через кожні 300...500м необхідно передбачати колодязі, які мають розміри люку і горловини достатні для опускання в них приладів для прочистки труб і їх ремонту.

Вузлові колодязі влаштовуються в усіх місцях з'єднання водовідвідних ліній, при чому кут приєднання бокової лінії до основного напрямку повинен бути рівним або більшим за  $90^{\circ}$ .

Контрольні колодязі влаштовуються в усіх місцях приєднання випуску від промислового підприємства до міської мережі і розташовуються за границями червоної лінії забудови з боку будинків.

Промивні колодязі влаштовують на початкових ділянках водовідвідної мережі, на яких можливе утворення осаду внаслідок малих швидкостей руху стічних вод.

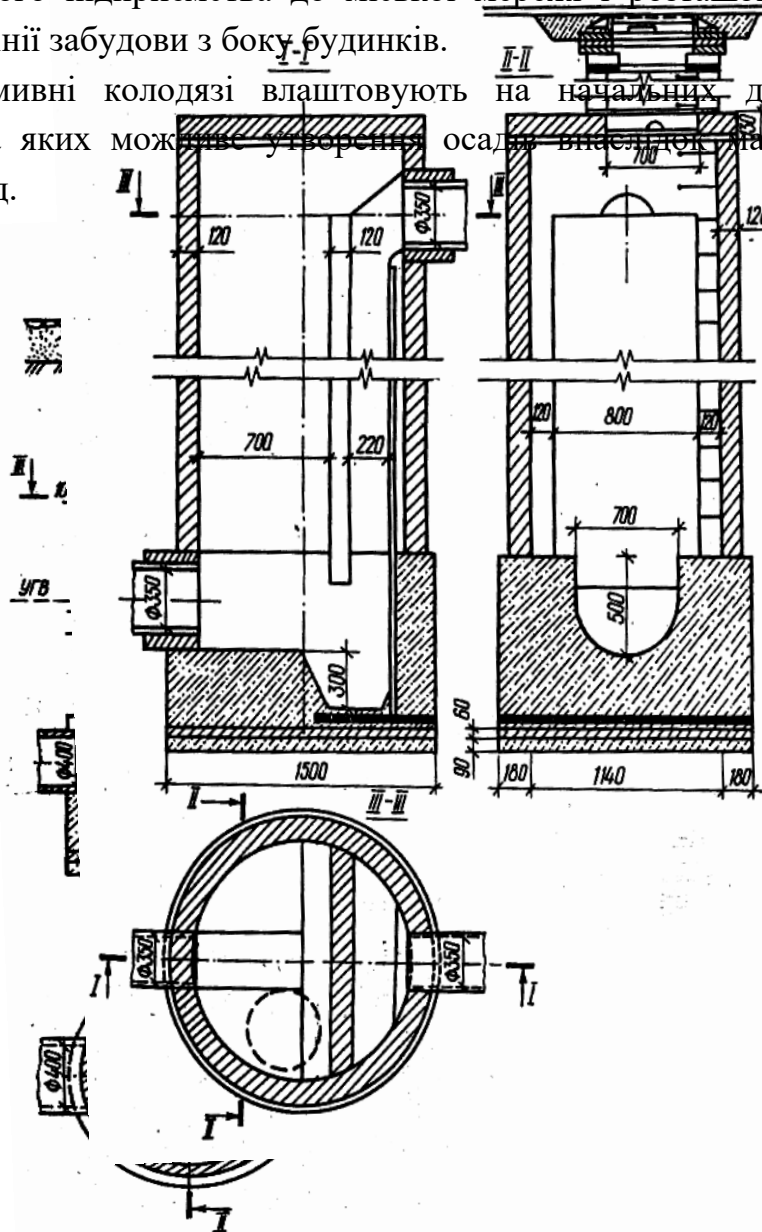


Рис. 6.3. Перепадний колодязь з металевим стояком

Перепадні колодязі призначені для сполучення самотливних трубопроводів, укладених на різній глибині, а також для гасіння великих швидкостей в колекторі і виключення перетинання з підземними спорудами. На трубопроводах діаметром до 600мм перепади вистотою до 0,5м допускається здійснювати без влаштування перепадного колодязя – шляхом плавного зливу в оглядовому колодязі перепади висотою до 6м на трубопроводах діаметром до 500мм включно влаштовуються в колодязях у вигляді стояків із металевих труб (рис.6.3) або у вигляді залізобетонних каналів (рис.6.4) перерізом рівним або більшим ніж переріз підвідного трубопроводу. При цьому над стояками передбачається влаштування приймальних лійок, а під ними – водобійних приямків з металевою плитою в основі. Для стояків діаметром до 300мм допускається установка направляючого коліна замість водобійного приямку.

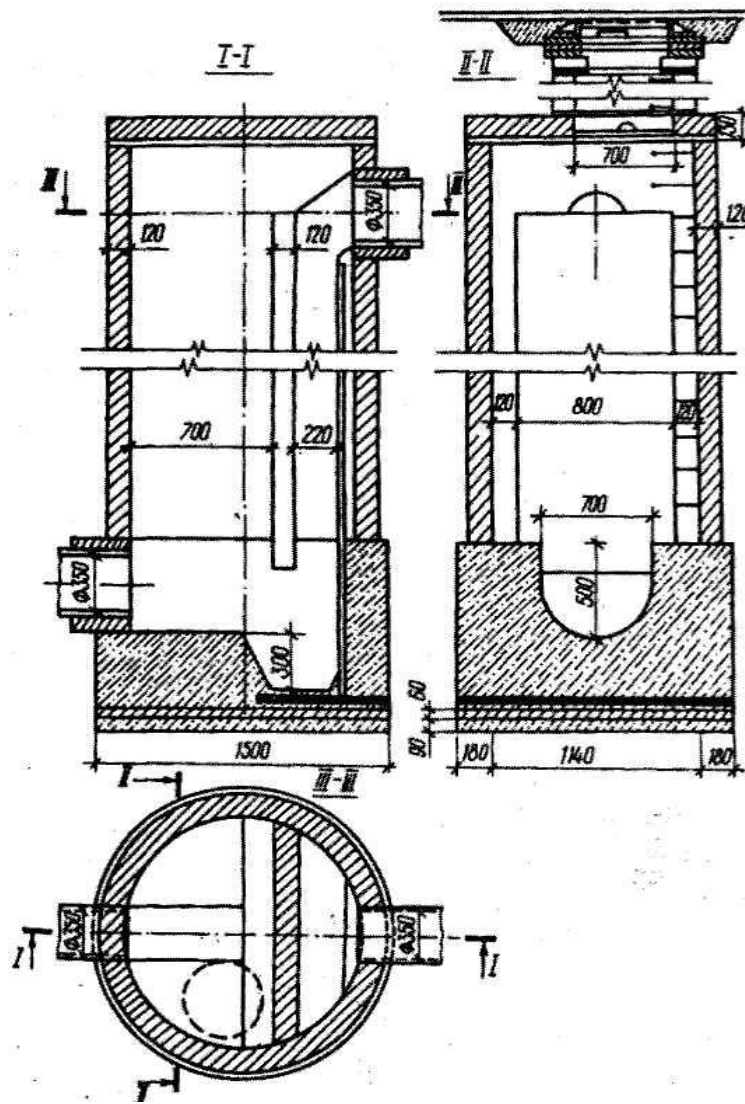


Рис. 6.4. Перепадний колодязь із залізобетонним каналом

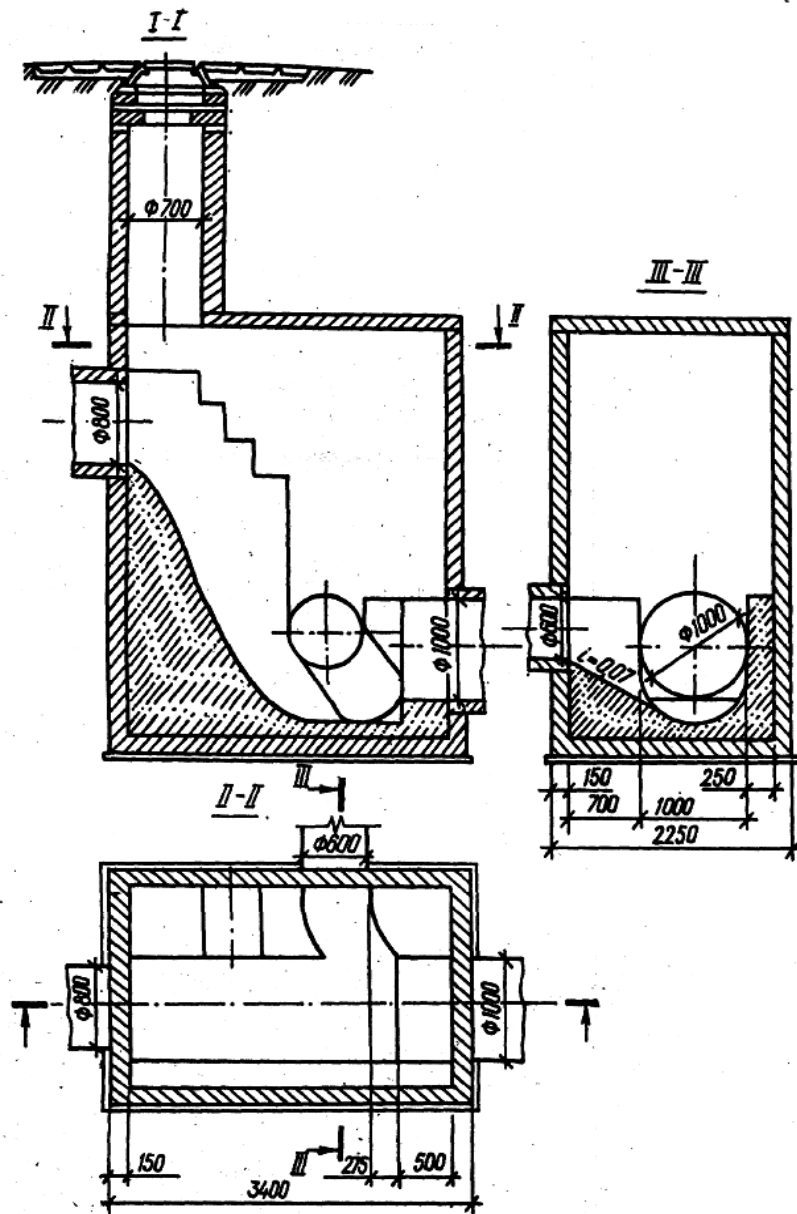


Рис.6.5. Перепадний колодязь з водозливом практичного профілю

Перепади висотою до 3м на трубопроводах діаметром 600мм і більше влаштовуються у вигляді водозливів практичного профілю (рис.6.5).

На колекторах дощової мережі при висоті перепаду до 1м допускається передбачати перепадні колодязі водозливного типу, а при висоті перепаду 1...3м – водобійного з однією решіткою із водобійних балок (плит), при висоті перепаду 3...4 м – з двома водобійними решітками.

Згідно типових проектів діаметри круглих колодязів слід приймати на трубопроводах діаметром до 600мм – 1000мм; 700мм – 1250мм; 800...1000мм – 1500мм; 1200мм – 2000мм.

Колодязі прямокутної форми на водовідвідній мережі влаштовуються в окремих випадках і їх розміри в плані приймаються в залежності від більшого діаметру труби  $D$ . При цьому, на трубопроводах діаметром до 600мм – довжина і ширина дорівнюють 1000мм, а при діаметрі 700мм і більше – довжина повинна бути  $D + 400$ мм, а ширина  $D + 500$ мм.

При глибині закладання трубопроводу більше 3м діаметри колодязів повинні бути не менше 1500мм.

Розміри колодязів на поворотах в плані визначаються із умови розміщення в них лотків повороту з радіусом кривої повороту не меншим за діаметр трубопроводу.

На дощовій мережі на трубах діаметром до 600мм включно колодязі влаштовуються круглими діаметром 1000мм, а на трубопроводах діаметром 700мм і більше – круглими або прямокутними з лотковою частиною довжиною 1000мм і шириною рівною діаметру більшої труби.

Максимальну глибину лотку в колодязі приймають рівною діаметру більшого трубопроводу. Нижня частина лотку виконується у вигляді напівкола, а верхня має прямі стінки, які доходять до шелиги труби. Площадка між лотком і стінками колодязя називається полкой або бермою. Полки лотка розташовують на рівні верху труби більшого діаметру і виконують з нахилом 0,02...0,03 для змиву з них осаду в разі наповнення колодязя.

Висоту робочої частини колодязя, яка вимірюється від полки до перекриття, необхідно приймати рівною 1800мм, а при меншій глибині закладання колодязі влаштовують без горловини.

## Лекція №15

### 6.2 Дюкери, естакади, переходи

Дюкери, естакади і переходи влаштовуються в місцях перетину водовідвідними мережами річок, ярів, судноплавних і водостічних каналів, залізниць, автострад, підземних переходів тощо.

Траси дюкерів погоджуються із зацікавленими організаціями і органами державного нагляду.

Дюкер (рис.6.6) складається з кількох трубопроводів і двох камер: вхідної та вихідної. Траса укладання трубопроводів умовно розділяється на три ділянки: середня і дві бокових.

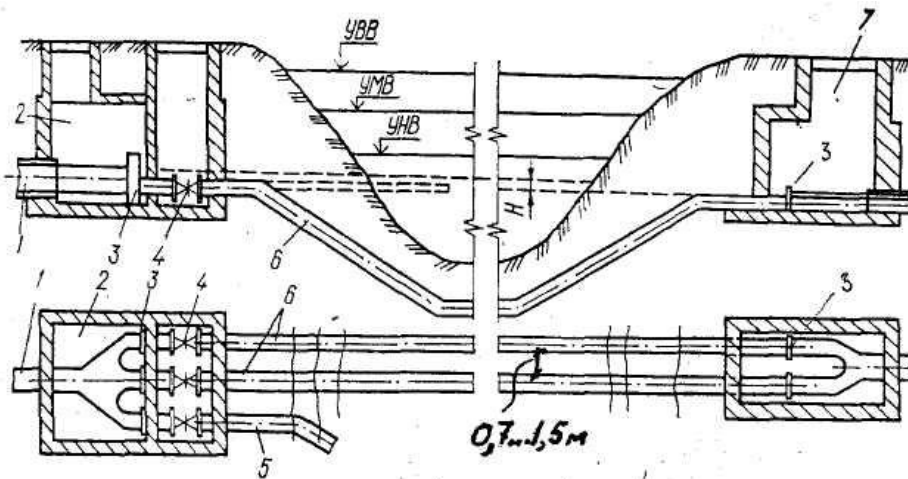


Рис.6.6 Схема дюкеру на самопливній мережі

1 – самопливний колектор; 2 – вхідна камера; 3 – шибер; 4 – засувка; 5 – аварійний скид; 6 – напірні трубопроводи; 7 – вихідна камера.

Середня ділянка прокладається з невеликим похилом, а бокові – з кутом нахилу до горизонту не більшим за  $20^\circ$ .

Як правило, всі дюкери на водовідвідних мережах влаштовуються із сталевих труб з посиленою антикорозійною ізоляцією, захищеною від механічних пошкоджень, не менше ніж в дві нитки при діаметрі 150мм і більше. Кожна з ниток є робочою. Обидві труби укладаються одночасно [1].

При невеликих витратах стічних вод, при яких не можна забезпечити мінімальну незамулюючу швидкість в двох трубопроводах, одна з ліній може бути резервною. В таких випадках при перетинанні ярів, суходолів і невеликих водойм нормами допускається прокладання дюкеру в одну нитку і не обов'язково із сталевих труб.

При виборі траси дюкеру через річку необхідно притримуватися слідуючих умов: напрям дюкеру повинен бути по можливості перпендикулярним до

динамічної осі водотоку; довжина і глибина закладання труб мінімальними; ґрунтові умови найбільш сприятливі, в місті перетину берег і дно річки не повинні розмиватися.

При виборі створу дюкеру слід одночасно намітити майданчики для виконання зварювально-монтажних робіт і спуску трубопроводів. Ці майданчики краще передбачати вздовж осі переходу. Якщо це зробити неможливо, вони розташовуються вздовж берега.

Для складання проекту дюкеру необхідні гідрологічні дані, які ґрунтовані на багаторічних спостереженнях за витратами і рівнями води, льодовим режимом, швидкостями течії, характером руху донних наносів, і зміною русла.

Геологічна будова дна в місті влаштування дюкеру повинна бути зображена у вигляді суцільного літологічного профілю на глибину не менше як на 2м нижче лотка труби, що проектується з детальною характеристикою ґрунтів.

При розробці профілю дюкеру глибину закладання труб приймають в залежності від рельєфу дна, гідрологічних умов і вимог судноплавства. Верх труби розташовується на 0,5м нижче глибини загального розмиву дна ріки, а в границях фарватеру на судноплавних річках – не менш як на 1м. Закладання труб повинно проводитись з урахуванням можливих робіт по поглиблюванню дна і зведенню штучних споруд.

При паралельному укладанні труб відстань між ними з урахуванням ізоляції повинна бути 0,7 ... 1,5м в залежності від тиску.

На дюкерах влаштовують вхідну і вихідну камери. Вхідна камера розділяється стіною на дві частини: мокру і суху. В мокрій розміщують відкриті лотки, в сухій – труби і засувки. Вихідна камера має одне відділення, в якому розташовані лотки із шиберами.

Камери виконують із збірних залізобетонних елементів, а при складній конфігурації – із монолітного залізобетону. Для скиду частини стічних вод при аварії на одному із трубопроводів дюкеру влаштовується із верхньої камери аварійний скид із запломбованою засувкою.

На трубах, які прокладені через яри та суходоли, в пониженій частині влаштовують випуски для спорожнення і промивання дюкеру під час ремонту. Влаштування аварійних випусків погоджується із органами нагляду за станом навколишнього середовища.

Перепад позначок  $h$  рівнів води і лотків підводящого і відводящого колекторів в вхідній і вихідній камерах визначається за формулою

$$h = h_l + \sum h_m \quad (6.1)$$

де  $h_l$  – гідравлічні втрати на тертя по довжині дюкеру, м;  $\sum h_m$  - сума гідравлічних втрат на подолання місцевих опорів в дюкері, м. Розрахункова швидкість руху неосвітлених стічних вод в кожному трубопроводі дюкеру приймається рівною мінімальній незамулюючій швидкості, але не менше ніж 1м/с. Також треба

враховувати, що швидкість в трубопроводах дюкеру не повинна бути меншою за швидкість в підводящому самопливному трубопроводі.

Дюкери перевіряються на пропускання розрахункової витрати при відключенні одного трубопроводу з врахуванням допустимого підпору в колекторі, що підводиться. На загальносплавних колекторах напівроздільної системи водовідведення діаметр одного з трубопроводів слід приймати виходячи з умов пропуску витрати в суху погоду з необхідними швидкостями.

При перетинанні самопливними колекторами ярів часто влаштовують естакади. На естакадах самопливний трубопровід прокладається із довгомірних металевих, залізобетонних, азбестоцементних або пластмасових труб в утепленому коробі – футлярі. В якості утеплювача застосовують жужіль, мінеральну вату, пористий бетон, торф, синтетичні матеріали. Діаметр труб, ступінь їх наповнення, швидкості руху стічних вод в них і похили повинні бути такими як і в колекторах, що підводяться. Для прочистки трубопроводів, укладених на естакаді, замість лінійних колодязів влаштовуються ревізії на відстанях, які відповідають діаметру трубопроводу.

Напірні трубопроводи при перетинанні рік і ярів в утеплених коробах можуть підвішуватись до прогонів існуючих мостів.

Переходи під залізницями і автомобільними шляхами I і II класів і магістральними міськими проїздами, перерва в русі по яких не допускається, виконується без розриття траншеї, тобто закритим способом. Такі переходи виконуються в металевих і залізобетонних футлярах (рис. 6.7).

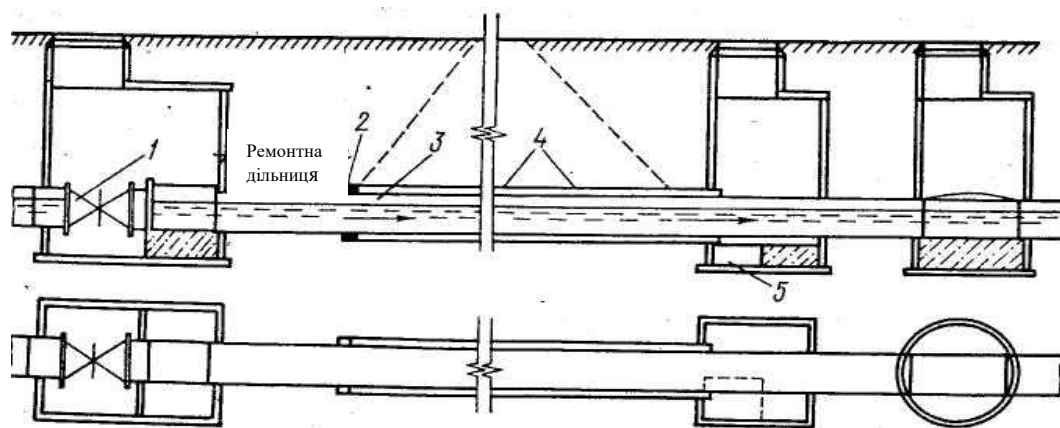


Рис. 6.7. Схема переходу самотечного колектору під залізничними коліями або автомобільною дорогою:

*1 – засувка; 2 – ремонтна дільниця; 3 – самотечний колектор; 4 – футляр зі сталевих труб; 5 – прямок.*

В особливих випадках труби укладаються в прохідних тунелях. Прокладання труб під залізницями місцевого значення і промислових підприємств, на яких допускається перерва в русі, виконується без футлярів, але з врахуванням міцності труб.

З автомобільними шляхами і залізничними коліями водовідвідні трубопроводи повинні перетинатися во взаємно перпендикулярних напрямках в місцях з мінімальною кількістю колій. При цьому необхідно забезпечити безперебійний рух і захист доріг від розмиву у випадку пошкодження труб.

Переходи дюкерного типу під шляхами виконуються із дотриманням тих же умов, що і при прокладанні дюкерів під ріками. На початку переходу влаштовують колодязі з відключаючими пристроями. Колодязі розташовують поза зоною динамічного тиску ґрунту від рухомого транспорту.

Самопливні переходи під шляхами за своєю конструкцією можуть бути наступними: напірна чавунна або залізобетонна труба без футляра; труба в масивній основі – бетонній або залізобетонній з підсиленням перекриттям; труба в футлярі – кожусі; відкритий лоток в галереї або тунелі, які виконуються відкритим способом або способом щитової проходки.

Труби в масивній основі під залізничними коліями прокладаються при невеликому заглибленні і відкритому способі виконання робіт. Перехід у вигляді труби в футлярі виконується способом продавлювання сталевий труби – футляра в ґрунті під насипом за допомогою гідравлічних домкратів або горизонтальним бурінням. Внутрішній діаметр футляру приймають в залежності від способу виконання робіт:

- при відкритому способі – на 200мм більше зовнішнього діаметру трубопроводу;
- при закритому способі – в залежності від довжини переходу і діаметру трубопроводу згідно ДБНУ (СНіП III – 4-80).

Пересічення колекторів з іншими підземними спорудами повинні бути по можливості взаємно перпендикулярними в плані. Відстані між водовідвідними колекторами і іншими комунікаціями, які мають більшу глибину закладання, повинні забезпечувати збереження трубопроводів і комунікацій в процесі виконання будівельних і ремонтних робіт. При пересіченні самопливного колектору із іншими трубопроводами в одному рівні на ньому передбачають перепад або укладають його у вигляді дюкеру.

## **Лекція №16**

### **Відведення дощових вод**

#### **Характеристики дощу**

Атмосферні води утворюються при випаданні дощу та розтананні снігу. Вони мають назву дощових або зливних та талих. Особливістю цієї категорії стічних вод є епізодичність та нерівномірність. Води від миття та поливання вулиць, а також від фонтанів та дренажів, які близькі за своїм складом до дощових і відводяться разом з ними.

Дощові води при випаданні насичуються пилом, атмосферними газами, змивають з поверхні землі пил, мастила, сміття та інші забруднення. Якщо дощові води стікають з території промислових підприємств, то вони містять домішки, специфічні для цього підприємства.

Кількість забруднень, що змиваються поверхневими водами з території населених пунктів, та їх концентрація залежать від частоти прибирання вулиць, інтенсивності руху транспорту, щільності населення, наявності та типу промислового підприємства, ступеня благоустрою території, тривалості та інтенсивності випадання опадів.

*Концентрація забруднень* в дощових водах коливається в межах: БСК - 40...90мг/л; завислі речовини - 600...1000мг/л; нафтопродукти - 10...15мг/л. Для територій, які прилягають до промислових підприємств або транспортних магістралей з інтенсивним рухом, ці концентрації будуть в 1,5...2,0 рази більшими. Крім вказаних забруднень, дощові води містять також інші, наприклад: азот - 5...6мг/л, фосфор - до 1мг/л та бактеріальні забруднення - колі-титр -  $10^{-1}$ ... $10^{-6}$ .

*Максимальна витрата* атмосферних опадів на теренах України складає: один раз на рік - 100...150л/с з 1га території, один раз на 10 років - 200...300л/с, а середня витрата за рік складає 1500...2000м<sup>3</sup>/рік.

Якщо порівняти витрати побутових і атмосферних стічних вод, то можна зробити такі висновки:

- максимальна секундна витрата дощових вод в 50...150 разів більша від витрати побутових стічних вод;
- середня за рік витрата дощових вод - в 7...15 разів менша від витрати побутових вод.

Для розрахунку водовідвідних мереж та очисних споруд необхідні дані про витрату дощових вод та їх концентрацію. При цьому основне значення мають рідкі опади, адже їх об'єм значний і складає до 60% від загальної кількості опадів, і вони потребують швидкого відведення.

Для вимірювання кількості атмосферних опадів використовуються дощоміри, які в залежності від конструкції бувають звичайні та автоматичні. Звичайний дощомір складається з приймальної лійки та водозбірника. Найбільш поширеним є дощомір, який являє собою відкриту посудину циліндричної форми площею  $500\text{см}^2$  (діаметр 25,2см). Звичайні дощоміри встановлюють на висоті 2м від поверхні землі і захищають конічним кожухом для запобігання видування опадів вітром та створення однорідного повітряного потоку.

За допомогою звичайних дощомірів вимірюють загальний об'єм опадів, які випали за добу, або якийсь інший період часу (місяць, рік). Але для розрахунку дощових мереж цих даних недостатньо – необхідно знати тривалість окремих опадів та розподіл об'єму опадів за період дощу. Такі дані можна отримати лише за допомогою автоматичних дощомірів. Автоматичні дощоміри за конструкцією бувають різноманітними. Найбільш поширені дощоміри поплавкового типу – плювіографи.

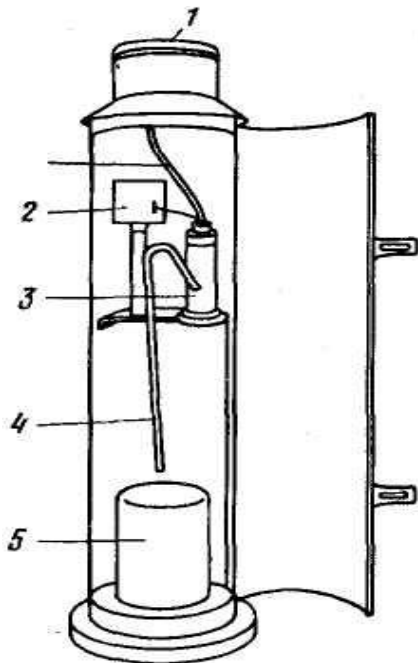


Рис.7.1. Плювіограф.

- 1- приймальна місткість;
- 2- реєструючий пристрій;
- 3- вимірювальний циліндр;
- 4- сифон;
- 5- місткість для збору опадів.

Дощова вода потрапляє в приймальну місткість, звідти надходить до вимірювального циліндра. В вимірювальному циліндрі встановлений поплавок, який пов'язаний з реєструючим пристроєм. Після наповнення вимірювальний циліндр спорожнюється за допомогою сифона.

На стрічці реєструючого пристрою отримують запис випадання дощу у вигляді графіка в координатах " $h-t$ " (рис. 7.2). Де " $h$ " - висота шару опадів в мм, а " $t$ " - тривалість дощу в годинах. Горизонтальна лінія свідчить про відсутність дощу. Вертикальна лінія 3-4 означає спорожнення циліндра, яке здійснюється швидко (за 5 - 10с). Різний кут похилу лінії запису 1 – 2 – 3 та 4 – 5 – 6 - свідчить про різну інтенсивність випадання дощу. Тривалість дощу оцінюється з точністю до 2 хв. а висота шару опадів - до 0,5мм.

Дощі характеризуються такими параметрами: тривалість, інтенсивність та повторюваність.

Інтенсивність - це кількість опадів, які випадають на одиницю площі поверхні водозбору за одиницю часу. В залежності від одиниць вимірювання, розрізняють інтенсивність за "шаром води" та за "об'ємом". Інтенсивність за шаром води - " $i$ ", мм/хв - це відношення висоти шару опадів до тривалості дощу:  $i = h/t$ .

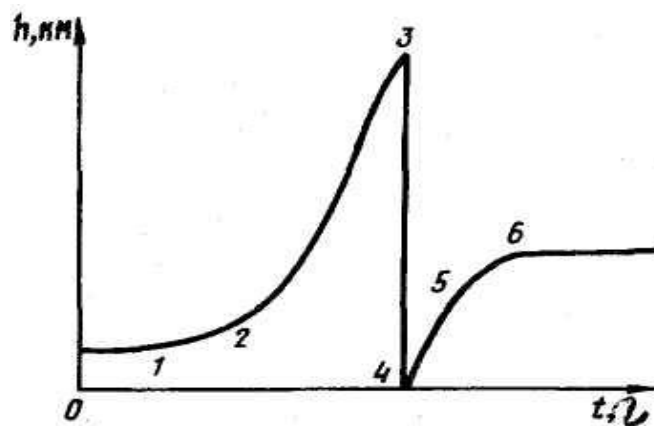


Рис.7.2. Діаграма запису дощу - плівіограма

Інтенсивність за об'ємом  $q$  - це об'єм опадів в літрах, що випали за одиницю часу (сек.) на площу 1га. Співвідношення між ними:  $q = 166,7i$ .

Повторюваність дощу - це період часу в роках, протягом якого дощ певної інтенсивності та тривалості випадає один раз. Дощі більшої інтенсивності повторюються рідше, а дощі малої інтенсивності - частіше.

Дощову мережу розраховують на відведення дощу певної інтенсивності та тривалості. При цьому допускається можливе її переповнення під час випадання більш інтенсивних дощів, ніж розрахунковий. Такий підхід обумовлений тим, що при розрахунку дощової мережі на відведення дощів максимальної інтенсивності необхідно було б запроектувати трубопроводи великих діаметрів. А поскільки дощі великої інтенсивності короткочасні, то більшу частину часу трубопроводи будуть не завантажені.

Період часу, за який дощова мережа, що проектується, один раз буде переповнюватися, називається періодом одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу - " $P$ ". Вибір величини " $P$ " має суттєве значення при проектуванні дощової мережі. При економічному обґрунтуванні вибраного значення " $P$ " необхідно враховувати не тільки вартість мережі та витрати на експлуатацію, а і наслідки, пов'язані з переповненням мережі, та можливі збитки. Чим більшим буде період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, тим рідшими будуть випадки затоплення території об'єкту.

Значення періоду " $P$ " необхідно приймати в залежності від таких факторів:

- площа басейну;
- топографічна особливість місцевості /рельєф/;
- інтенсивність дощів в цій місцевості /клімат/;
- вид об'єкту та можливі збитки.

Наприклад, при плоскому рельєфі місцевості, де часткове переповнення мережі не викличе серйозних наслідків, значення "P" приймають в межах 0,3...1,0 рік. При великих похилах, в улоговинах і при наявності підвальних приміщень з цінним обладнанням - 5...10 і більше років.

В таблицях наведені значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу для населених пунктів та промислових підприємств.

Таблиця 7.1

Значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу „P” для населених пунктів [1]

Умови розташування колекторів			Значення "P", в роках, при інтенсивності дощу тривалістю 20 хв.		
на проїздах місцевого значення	на магістральних вулицях	до 60	більше 60 до 80	більше 80 до 120	більше 120
Сприятливі та середні	Сприятливі	0,33-0,5	0,33 - 1	0,5 - 1	1 - 2
Несприятливі	Середні	0,5 - 1	1 - 1.5	1 - 2	2 - 3
Дуже несприятливі	Несприятливі	2 - 3	2 - 3	3 - 5	5 - 10
---	Дуже несприятливі	3 - 5	3 - 5	5 - 10	10 - 20

Згідно [1]:

1. Сприятливі умови розташування колекторів:

- басейн площею не більше 150га з плоским рельєфом місцевості (середній похил поверхні 0,005 та менше);
- колектор прокладений по водорозділу або у верхній частині схилу на відстані від водорозділу не більше 400м.

2. Середні умови розташування колекторів:

- басейн площею більше 150га з плоским рельєфом місцевості (середній похил поверхні 0,005 та менше);
- колектор прокладений в нижній частині схилу по тальвегу з похилом схилу 0,02 та менше, при цьому площа басейну не перевищує 150га;

3. Несприятливі умови розташування колекторів:

- колектор прокладений в нижній частині схилу, при цьому площа басейну перевищує 150га;
- колектор проходить по тальвегу з крутими схилами при середньому похилі схилів більше 0,02.

4. Дуже несприятливі умови розташування колекторів: колектор відводить воду від замкнутої пониженої місцевості (котловини).

Значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу "P" для територій промислових підприємств

Наслідки переповнення мережі	Значення "P", в роках, при інтенсивності дощу тривалістю 20 хв. (P=I)		
	до 70	більше 70 до 100	більше 100
Технологічні процеси підприємства:			
- не порушуються	0,33 - 0,5	0,5-1	2
- порушуються	0,5- 1	1 -2	3-5

*Примітка:* для підприємств, розташованих в замкнутій котловині, період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу необхідно визначати розрахунком, але приймати не менше 5 років

При проектуванні дощової водовідвідної мережі біля особливих споруд (входи в метро, вокзали, підземні переходи та інші.), а також для районів, де розрахункова інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. менша 50 л/(с\*га) при  $P = 1$ , період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу необхідно визначати розрахунком і приймати не більшим, ніж наведений в таблиці. Математичний вираз залежності інтенсивності дощу від основних параметрів має наступний вигляд:

$$q = A / t^n \quad (7.2)$$

де:  $t$  - тривалість дощу, хв.;  $A$  та  $n$  - параметри, які залежать від метеоумов та інших факторів.

Ця залежність покладена в основу багатьох формул для визначення інтенсивності дощу. Різниця полягає лише у підході до визначення параметрів  $A$  та  $n$ .

П.Ф. Горбачов [9, 10, 11] запропонував параметр  $n$  приймати рівним 0,5, а параметр  $A$  визначати за формулою, на підставі широко відомих даних, отриманих за допомогою звичайних дощомірів - середньорічного шару опадів " $H$ ", мм;

$$A = 166,7 \alpha \cdot H^{2/3} P^{1/3} \quad (7.3)$$

де: " $P$ " - період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу;  $\alpha$ - географічний коефіцієнт, який для південно-західних районів дорівнює - 0,0536.

За результатами досліджень останніх років, ця формула дає завищені на 20...30% результати.

В інженерних розрахунках дощових мереж використовується метод граничних інтенсивностей, який закладено в діючі нормативні документи [1].

**Граничне значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу «Р»**

Характер басейну	Граничне значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, в роках, в залежності від умов розташування колектора			
	сприятливі	середні	несприятливі	дуже несприятливі
Території кварталів і проїзди місцевого значення	10	10	25	50
Магістральні вулиці	10	25	50	100

**Визначення розрахункової витрати дощових вод за методом «граничних інтенсивностей»**

Метод граничних інтенсивностей полягає в тому, що тривалість дощу приймається рівною часу, який необхідний добігання дощової води від найвіддаленішої точки басейну до розрахункового перерізу дощової мережі.

Витрати дощових вод за цим методом слід визначати за формулою:

$$q_r = \Psi q \cdot F = \Psi \frac{A}{t^n} F \quad (7.4)$$

де  $\Psi$  коефіцієнт стоку;

$A$ ,  $n$  – параметри, які залежать від кліматичних умов і періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу;

$t$  – час добігання дощової води до розрахункового перерізу, хв.;

$F$  – площа водозабору, га.

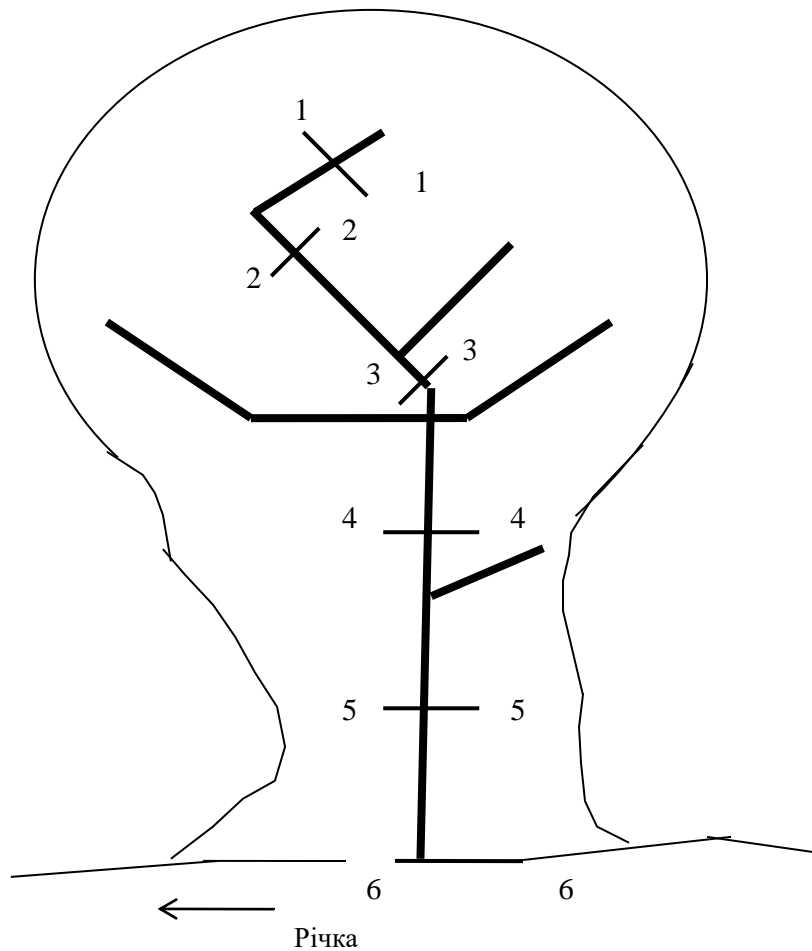


Рис. 7.3. Схема дощової каналізації

Коефіцієнт стоку – це відношення витрати, що потрапила в дощову мережу до витрати, яка випала у вигляді дощу ( $\psi$ ) і обчислюється за формулою.

$$\Psi = Z_{mid} \cdot q^{0.2} \cdot t^{0.1} \quad (7.5)$$

де  $Z_{mid}$  – коефіцієнт поверхні;

$q^{0.2}$  – інтенсивність дощу;

$t$  – тривалість дощу.

Таким чином, з урахуванням (7.5) витрата дощових вод в розрахунковому перерізі буде

$$q = \frac{Z_{mid} \cdot \beta \cdot A^{1.2} \cdot F}{t^{1.2n-0.1}} \quad (7.6)$$

Середньозважене значення коефіцієнту поверхні, який характеризує поверхню басейну стоку і визначається за залежністю.

$$Z_{mid} = Z_1 \cdot \frac{F_1}{F} + Z_2 \cdot \frac{F_2}{F} + \dots + Z_n \cdot \frac{F_n}{F} \quad (7.7)$$

$$Z_{mid} = \frac{\sum Z_i \cdot F_i}{F}$$

$\beta$  – коефіцієнт, який враховує заповнення вільної місткості мережі в момент виникнення напірного режиму і залежить від  $n$ .

А – при відсутності даних метеорологічних досліджень розраховують за формулою:

$n$	$\leq 0,4$	0,5	0,6	$\geq 0,7$
$\beta$	0,8	0,75	0,7	0,65

$$A = q_{20} 20^n \left( 1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^\gamma \quad (7.8)$$

$q_{20}$  – інтенсивність дощу тривалістю 20хв. при  $P=1$ рік; ( $P$  – період повторюваності дощу);

$m_r$  – середня кількість дощів за рік;

$\gamma$  – показник ступеня (якщо  $\gamma=1,54$ , тоді  $m_r=110$ , якщо 1,58 – то  $m_r=60$ );

$P$  – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу в рік.  $P = 1$  рік.

Якщо  $q_{20}$  не зазначено в [1], тоді ця величина визначається за формулою:

$$q_{20} = 0.071 \cdot H \sqrt{d_b} \quad (7.9)$$

$H$  – середньорічна кількість атмосферних опадів за період в 20 років;

$d_b$  – дефіцит вологості середньозважений за даними метеослужби за 10 років.

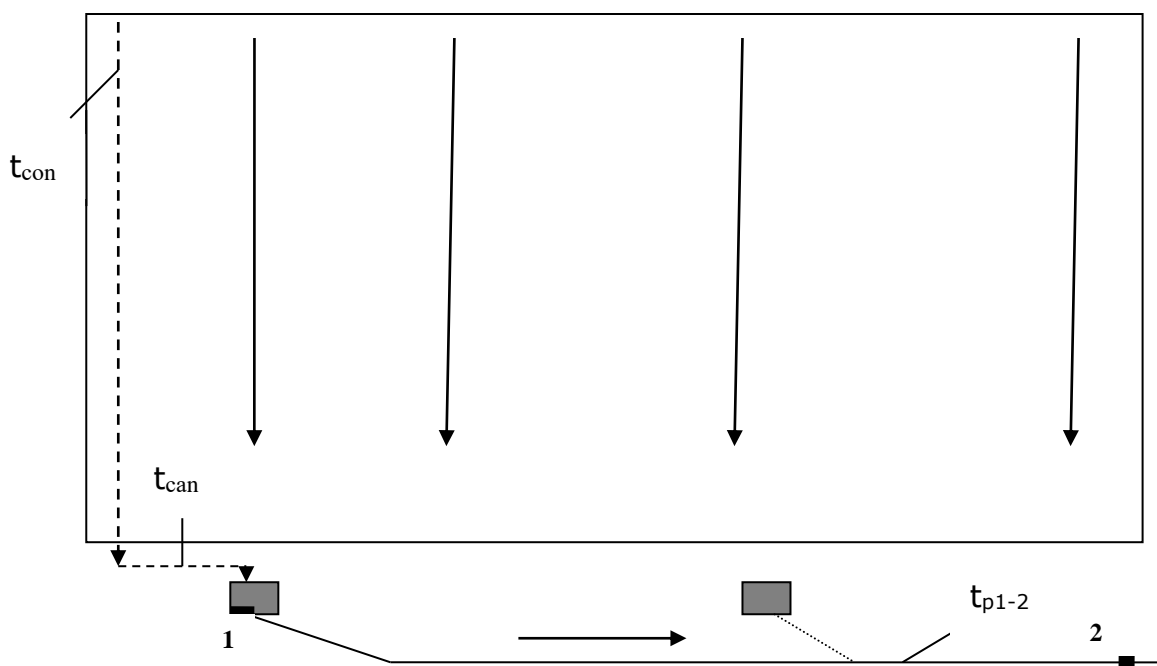


Рис. 7.4. Схема початкової ділянки дощової мережі.

$$t_{1-2} = t_{con} + t_{can} + t_{p1-2} \quad (7.10)$$

$t$  – час добігання до розрахункового створу;

$t_{con}$  – час концентрації стоку і приймається 5 – 10 хвилин, при відсутності внутрішньоквартальної дощової мережі, коли внутрішньоквартальна дощова мереж є тоді приймаємо 3 – 5 хвилин;

$t_{can}$  – час пробігання води по каналу (до першого водоприймача);

$$t_{can} = 0.021 \frac{l_{can}}{v_{can}}, \text{ хв.}$$

$t_p$  – час руху води по трубопроводу:  $t_p = 0.017 \frac{l_p}{v_p}$ .

Дощоприймачі встановлюють в місцях де ширина потоку може досягати двох метрів. При гідравлічному розрахунку дощових мереж приймають  $\frac{h}{d} = 1$ . в додатках 7 і 8 наведені данні для розрахунку дощових мереж.

## Визначення місця розташування першого дощоприймача

Виходячи з вимог СНіП [1], що дощоприймач встановлюється в місці де ширина дощового потоку може досягти двох метрів, визначимо відстань від початку кварталу до розташування дощоприймача  $l_{can}$  (рис. 7.4). Тоді для кварталу із шириною  $B$  площа стоку, з якої буде надходити витрата, яка дорівнюватиме граничній  $q_{can}$ , яка створює ширину потоку на проїзній частині рівній 2м буде

$$q_{can} = q_r B l_{can} \quad (7.11)$$

Величина  $q_{ep}$  буде залежит від похилу потоку вулиці і його наповнення. В таблиці 7.4 – наведені значення швидкісної  $W$  і витратної  $K$  характеристики в залежності від ширини вулиці і наповнення потоку  $h$ .

Таблиця 7.11

$h, м$	Ширина проїзної частини вулиці, м							
	3,5		6		9		12	
	$K, м^3/с$	$W, м/с$	$K, м^3/с$	$W, м/с$	$K, м^3/с$	$W, м/с$	$K, м^3/с$	$W, м/с$
0.05	0.16	3.9	0.16	3.9	0.16	3.9	0.16	3.9
0.06	0.47	5.2	0.47	5.2	0.47	5.2	0.47	5.2
0.08	1.1	6.94	1.28	7.8	1.03	6.4	1.03	6.4
0.10	2.0	8.78	1.98	9.4	1.98	7.9	1.86	7.45
0.12	3.3	11.0	3.02	11.2	3.4	10.0	3.04	8.45
0.15	5.35	13.3	5.05	14.0	5.95	12.5	6.05	11.2

Виходячи з даних, наведених в 7.11 швидкісна витрата в кінці каналу будуть відповідно дорівнювати

$$q_{can} = K \sqrt{i_{can}}; v_{can} = W \sqrt{i_{can}} \quad (7.12)$$

підставляючи в 7.12 значення для  $q_r$  і  $q_{can}$ , враховуючи 7.11 і приймаючи  $\beta = 1$ , а  $t = 0$ , отримаємо

$$K \sqrt{i_{can}} = \frac{Z_{mid} A^{1,2} B l_{can}}{\left( t_{con} + 0,021 \frac{l_{can}}{W \sqrt{l_{con}}} \right)^{1,2n-0,1}} \quad (7.13)$$

Отримане рівняння не може бути розв'язане відносно  $l_{can}$ , тому його розв'язують підбором. Визначається витрата в каналі  $q_{can}$  перед дощоприймачем в залежності від нахилу  $i_{can}$  і глибини води в каналі згідно даних табл. 7.11, а потім в праву частину рівняння 7.13 підставляється ряд значень  $l_{can}$  і будується графік на перетинбі горизонтальної лінії, яка відповідає  $q_{can}$  і кривої, що відображає залежність витрати в каналі від його довжини (рис. 7.5) визначаємо  $l_{can}$ .

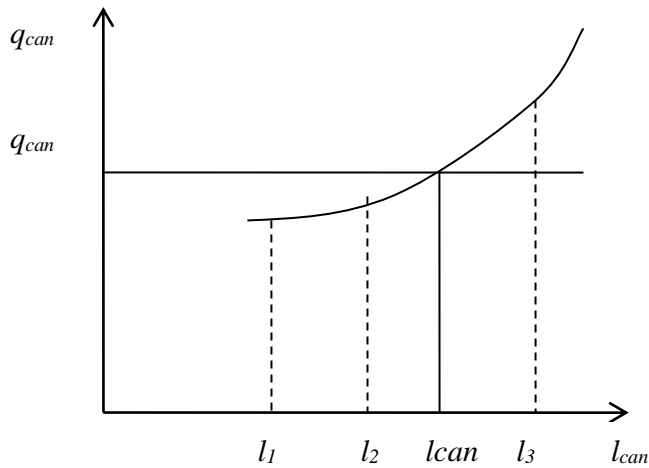


Рис. 7.5. Визначення довжини каналу до першого дощоприймача.

## Лекція №17

### Проектування і розрахунок напівроздільної системи водовідведення

#### Схема напівроздільної системи водовідведення

При напівроздільній системі водовідведення влаштовують дві окремі мережі: побутову і дощову, та один головний загальносплавний колектор, яким усі побутові і виробничі стічні води від міста і частина найбільш забруднених атмосферних вод надходять на очисні споруди (рис.8.1).

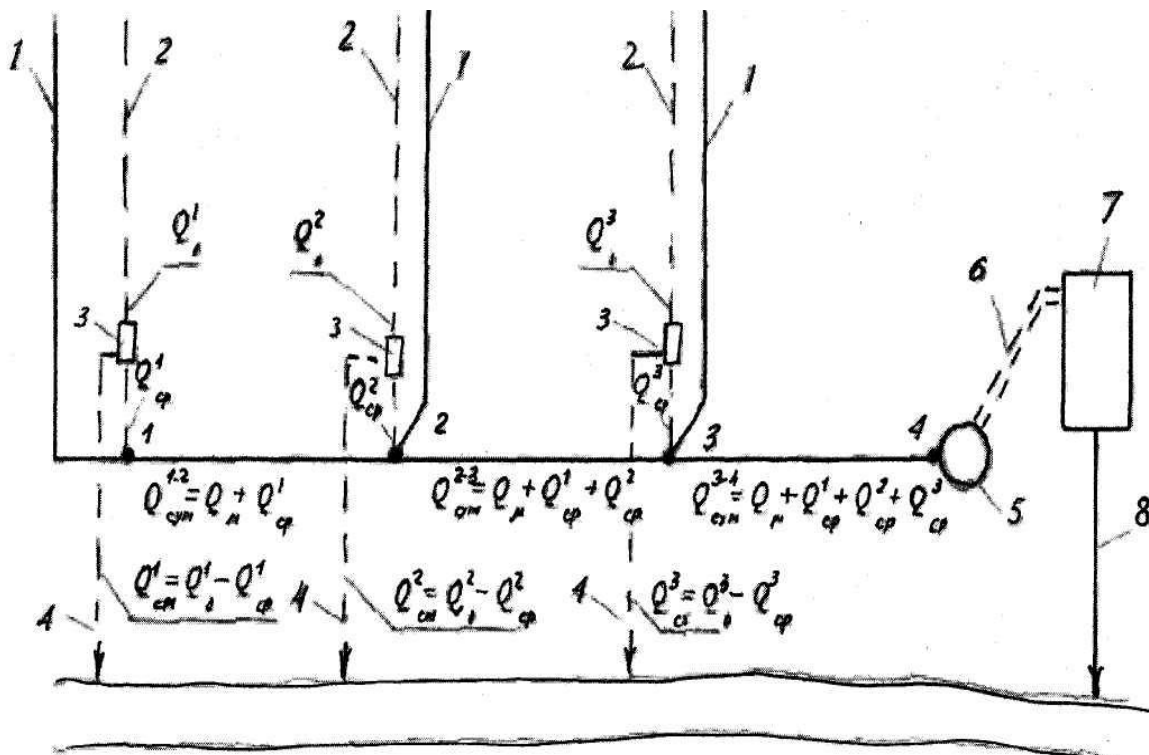


Рис. 8.1 Схема напівроздільної системи водовідведення

1 - побутова мережа; 2 - дощова мережа; 3 - розподільні камери; 4 скидний трубопровід; 5 - насосна станція; 6 - напірні трубопроводи; 7 - очисні споруди; 8 - випуск.

Дощову мережу приєднують до головного колектора за допомогою розподільної камери. Через розподільну камеру частину дощового стоку скидають до водойми зливовідводом при зливах, інтенсивність яких перевищує проектну. Обидві мережі та головний колектор - самотісні.

Принцип проектування вуличної мережі, та колекторів басейнів аналогічні принципам проектування повної роздільної мережі. Послідовність проектування така. З врахуванням рельєфу місцевості територія об'єкту водовідведення поділяється на басейни водовідведення побутової та дощової мережі. При цьому число басейнів дощової мережі не обов'язково має співпадати з числом басейнів побутової мережі. Тобто, в межах одного басейну побутової мережі може бути один, два та більше басейнів дощової мережі з відповідним числом колекторів, розподільних камер та зливовідводів. Їх число визначається місцевими умовами та на підставі техніко-економічних розрахунків. При значній віддалі головного колектора від водойми доцільно приймати варіант з меншим числом басейнів, розподільних камер та інших споруд. Колектори басейнів прокладають тальвегами у напрямі, який співпадає з напрямом похилу місцевості.

Головний колектор трасують вздовж водойми. Від розподільних камер до водойми прокладають зливовідвід. Головний колектор є загальносплавним і може приймати побутові стічні води від прилягаючих кварталів. Дощові води від цих кварталів доцільно відводити до дощової мережі, оскільки до головного колектора можуть надходити значні витрати порівняно чистих дощових вод.

Розподільні камери при напівроздільній системі повинні відповідати таким вимогам:

- під час дощів, інтенсивність яких менша або рівна інтенсивності прийнятого граничного дощу, всі дощові води повинні подаватися в головний загальносплавний колектор;
- під час дощів, інтенсивність яких більша від інтенсивності граничного дощу до головного колектора повинна надходити витрата, яка дорівнює витраті від граничного дощу;
- не допускається скид до водойми суміші побутових, виробничих та дощових вод через розподільні камери навіть в випадку виникнення в головному колекторі напірного режиму.

Схеми трасування вуличних мереж приймаються такими ж, як при проектуванні побутової мережі, а саме: "охоплююча", з "пониженої сторони" та "черезквартальна".

Під час проектування вирішується питання про місце розташування та кількість регулюючих резервуарів. Їх призначення - зменшити максимальні витрати дощових вод і, відповідно, діаметри колекторів, напірних трубопроводів та потужності насосних і очисних станцій.

### ***Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі***

Розрахунок ділянок побутової та дощової мережі до розподільних камер виконується як розрахунок мереж повної роздільної системи водовідведення. Особливість полягає в розрахунку головного колектора.

До 1985 року визначення розрахункових витрат стічних вод в головному колекторі виконувалось за допомогою коефіцієнта розведення, який враховував ступінь розведення в загальносплавному колекторі побутових і виробничих стічних вод дощовими:

$$n_0 = \frac{Q_{д.н.с.}}{Q_{м.}} \quad (8.1)$$

де  $Q_{д.н.с.}$  – витрата дощових вод, що не скидається до водойми;  $Q_{м.}$  - витрата побутових і виробничих стічних вод від міста.

Значення коефіцієнта розведення приймалося:

- при витраті води в водоймі  $5...10 \text{ м}^3/\text{с}$  і швидкості  $2,0$  та більше  $\text{м}/\text{с}$ ,  $n_0=3...5$ ;
- при витраті, більшій, ніж  $10 \text{ м}^3/\text{с}$ , -  $n_0 = 1...2$ .

Витрату дощових вод, що не скидають до водойми, а подають до колектора, визначають з виразу:

$$Q_{д.н.с.} = Q_{м.} \cdot n_0 \quad (8.2)$$

Розрахункова витрата води в загальносплавному колекторі буде дорівнювати:

$$Q_{кол.} = Q_{м.} + \sum Q_{д.н.с.} \quad (8.3)$$

Цей розрахунок не враховує особливостей формування поверхневого стоку. Проведені дослідження показали, що:

- поверхневий стік має значну кількість забруднень: в середньому за період дощу концентрація завислих речовини становить  $600 \text{ мг}/\text{л}$ , БПКпов -  $60 \text{ мг}/\text{л}$ , вміст нафтопродуктів складає  $20 \text{ мг}/\text{л}$ ;
- максимальна концентрація забруднень, яка в десятки разів перевищує середню, спостерігається на початку дощу;
- протягом дощу концентрація забруднень зменшується, і що інтенсивніший дощ, тим швидше знижується концентрація.

На підставі результатів цих досліджень було зроблено висновок, що частину дощової води необхідно направляти до загальносплавного колектора і далі для очищення на очисні споруди разом з побутово-виробничими стічними водами. Було введено поняття "граничного дощу", виходячи з тієї кількості дощових вод, яку необхідно очищувати. За "граничний дощ" приймається дощ такої найбільшої інтенсивності, увесь стік від якого необхідно спрямувати на очисні споруди. Витрати від "граничного дощу" називають "граничними витратами". При визначенні цих витрат рекомендується приймати: повторюваність дощу  $10 - 20$  разів на рік, тобто  $P = 0,05...0,1$ . Це буде відповідати інтенсивності дощу  $q =$

7...10л/(с·га). Такий дощ створює сприятливі умови для змивання усіх забруднень з поверхні землі. Граничні витрати визначаються в перетинах колекторів перед розподільними камерами після проведення гідравлічного розрахунку дощової мережі міста.

Розрахункова витрата дощових вод від "граничного" дощу, яка надходить до головного загальносплавного колектора  $Q_{гр}$ , може бути визначена двома способами.

За першим способом спочатку визначається інтенсивність "граничного" дощу шляхом перерахунку всіх ділянок дощової мережі до розподільної камери на випадок випадання "граничного" дощу за формулою:

$$q_{гр} = \frac{A_z^{1,2}}{(t_{з.кр.})^{1,2n_z - 0,1}} \quad (8.4)$$

де:  $A_z$  та  $n_z$  - значення кліматичного параметра  $A$  та показника ступеня у випадку випадання граничного дощу;  $t_{з.кр.}$  - час добігання дощових вод до розрахункового перерізу при граничному дощі.

Тоді витрата від граничного дощу визначається за формулою:

$$Q_{гр} = q_z \cdot F \cdot \beta \quad (8.5)$$

За другим способом витрату дощових вод від граничного дощу визначають за допомогою коефіцієнта розділення  $K_p$ , який показує, яка частина витрати від розрахункового дощу  $Q_d$  потрапляє до головного колектора:

$$Q_{гр.} = K_p \cdot Q_d \quad (8.6)$$

де  $Q_d$  - витрата дощових вод перед розподільною камерою при  $\beta = 1$ .

Значення  $K_p$  при умові, що тривалість  $t_z = 20$  хв. або  $n = n_z$  визначають за таблицею 8.1 в залежності від значення  $n_z$  та співвідношення:

$$K_p^1 = \left[ \frac{\lg(m_r \cdot P_z)}{\lg(m_r \cdot P)} \right]^\gamma \quad (8.7)$$

де:  $m_r$  - середня кількість опадів на рік для даної місцевості;  $\gamma$  - показник ступеня.

Таблиця 8.1.

Значення коефіцієнта  $K_p$

$n_z$	Значення коефіцієнта $K_p$ при $K_p^1$ рівному									
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,75	0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,19	0,24	0,3	0,36	0,42
0,5	0,025	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,26	0,31	0,37	0,43
0,3	0,03	0,06	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,43

Для інших умов до коефіцієнта, отриманого за попередньою таблицею вводять поправочний коефіцієнт  $K_n$ , який приймається за наступною таблицею. Тоді витрата від граничного дощу визначиться за виразом:

$$Q_{ep} = K_p \cdot K_n \cdot Q_o$$

Витрату дощових вод, що скидають через розподільну камеру до водойми, визначають, як різницю витрати дощових вод в дощовому колекторі перед розподільною камерою та витрати, яка подається до головного загальносплавного колектора:

$$Q_c = Q_p - Q_{ep}. \quad (8.8)$$

Головні самопливні колектори розраховують на сумарну витрату побутових і виробничих стічних вод від міста та дощових вод від "граничного дощу":

$$Q_{cyy} = Q_m + \sum Q_{ep} \quad (8.9)$$

де :  $\sum Q_{ep}$  – сума граничних витрат дощових вод від розподільних камер, розташованих до розрахункової ділянки;  $Q_m$  – розрахункова витрата стічних вод від міста, яка включає побутові та виробничі стічні води.

Витрата дощових вод враховується як зосереджена витрата, що потрапляє до загальносплавного колектора в точці приєднання розподільних камер. Такий підхід обумовлений тим, що "граничні дощі" мають значну тривалість, яка є більшою, ніж час протікання води від найвіддаленішої точки до очисних споруд.

Гідравлічний розрахунок головного колектора виконується на повне наповнення –  $H/d=1$  перевіряється на витрату в "суху" погоду. При цьому найменші швидкості течії вод при  $Q_m > 10 \text{ л/с}$  і наповненні  $H/d = 0,3$  необхідно приймати в межах 1,1 ... 1,4 м/с (табл.8.2). Дані розрахунку наводять в табличній формі.

Таблиця 8.2

Значення поправочного коефіцієнта  $K_n$

$n - n_z$	Значення поправочного коефіцієнта $K_n$ при $t_z$				
	10	30	60	90	120
<0,03	1	1	1	1,1	1,1
0,07	0,9	1	1,1	1,2	1,2
0,15	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3
0,2	0,8	1,1	1,4	1,6	1,7
0,3	0,8	1,2	1,6	1,9	2,1

Мінімальні швидкості руху води в загальносплавному колекторі

Глибина шару води в трубопроводі, см	Мінімальна швидкість, м/с
31...40	1,0
41...60	1,1
61...100	1,2
101...150	1,3
більше 150	1,4

Згідно з [13] усі конструкції розподільчих камер (рис. 8.2) можна поділити на три групи.

До першої групи належать розподільчі камери, принцип дії яких полягає у використанні різного роду водозливів. До них відносяться камери: *а* – з одностороннім (або двостороннім) боковим прямолінійним водозливом; *б* – з криволінійним боковим водозливом; *в* – з криволінійним лобовим водозливом і напірним відгалуженням; *г* – з кільцевим водозливом; *д* – з коловим водозливом.

До другої групи належать камери, основані на використанні розподілу потоку пластиною: *е* – з вертикальною розподільчою стінкою; *жс* – з вертикальною розподільчою стінкою і водопропускним отвором у ній; *з* – з вертикальним розподілом потоку.

До третьої групи належать комбіновані камери і камери з використанням різних механічних пристроїв.

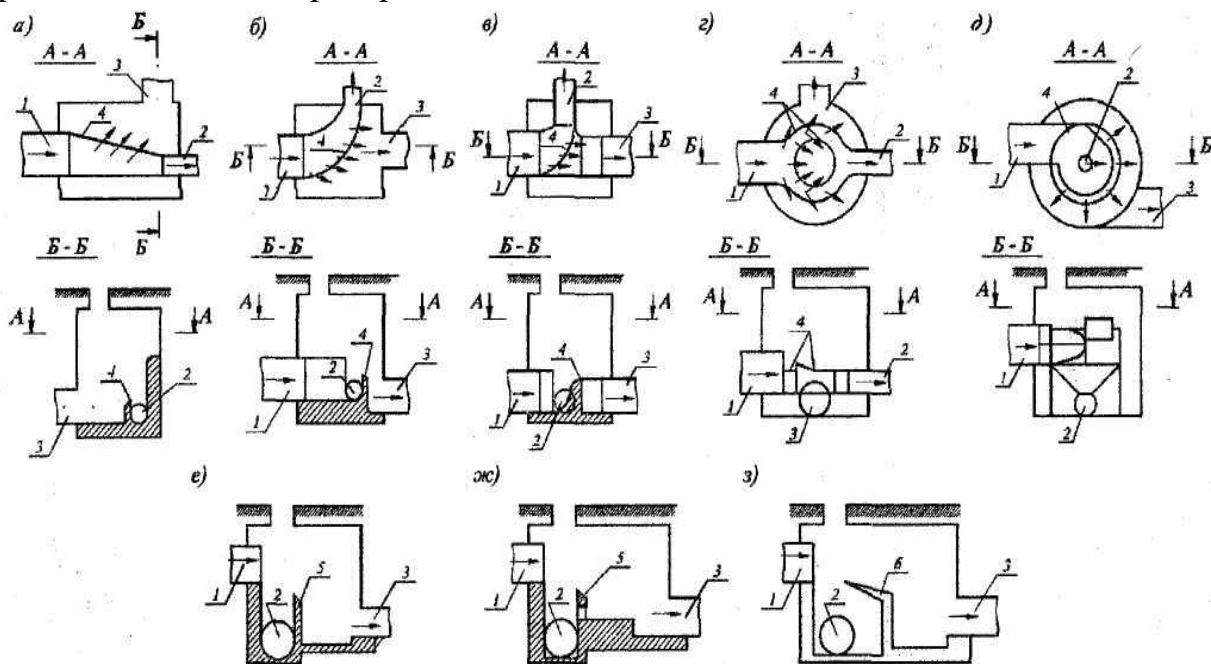


Рис. 8.2. Схеми існуючих конструкцій розподільних камер:

*1* - трубопровід стічних вод; *2* – трубопровід відведення стічних вод; *3* – скидний трубопровід; *4* - гребінь водозливу; *5* – вертикальна стінка; *6* – відсікатель.

### *Список літератури*

1. ДБН В.2.5-75-2013. Каналізація, зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. — Київ.: Мінрегіонбуд України 2013
2. ДБН В. 2.5-64-2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина 1. Проектування. Частина II. Будівництво.
3. ДСТУ НБВ.1.1-27-2010. Будівельна кліматологія
4. ДБН В 2.5-74-2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування.
5. ДБН 360-92 360-92\*\* Містобудування. Планування і забудова міських і сільських населень. К.: Укрархбудінформ, 2002. — 408 с.
6. Водний кодекс України. — К. : ІВА «Астея», 1995.
7. Константинов Ю.М., Василенко А. А., Сапухин А.А., Батченко Б.Ф. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. — К.: Будівельник, 1987. — 256 с.
8. Василенко А. А. Водоотведение. Курсовое проектирование. — К: Вища школа, 1989.
9. Василенко О. А., Епоян С.М. та ін. Водовідведення та очистка стічних вод міста. Курсове і дипломне проектування. Приклади та розрахунки: Навчальний посібник. — Київ — Харків, КНУБА, ХНУБА, ТО Ексклюзив, 2012 — 540 с.
10. Охримюк Б.Ф. Водовідведення та очистка стічних вод. — Водовідвідні мережі та споруди: Навчальний посібник. — Рівне; РДТУ, 1999.
11. Епоян С.М., Корнієнко І.В. та ін. Проектування мереж водовідведення стічних вод міста. Навчальний посібник — Харків. Каравела. 2004.
12. Бабченко І.В. Розподільчі камери нового типу в системах водовідведення. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. — Харків, 2004 — 17 с.