

Міністерство освіти і науки України
Національний університет “Львівська політехніка”

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Мисак Ігор Васильович

(прізвище, ім'я, по батькові)

УДК 628.29
(індекс)

ДИСЕРТАЦІЯ

ГІДРАВЛІЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ МЕРЕЖ ДОЩОВОГО
ВОДОВІДВЕДЕННЯ ЗА НАЯВНОСТІ РЕГУЛЮВАННЯ СТОКУ

(назва дисертації)

192 – Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

19 – Архітектура та будівництво

(галузь знань)

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

І. В. Мисак

(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник Жук Володимир Михайлович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Львів – 2021

АНОТАЦІЯ

Мисак І.В. Гідравлічне моделювання мереж дощового водовідведення за наявності регулювання стоку. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 – Архітектура та будівництво). – Національний університет “Львівська політехніка”, Львів, 2021.

Проблема затоплення урбанізованих територій в Україні внаслідок збільшення об’ємів та витрат поверхневого стоку підсилюється зростаючими трендами урбанізації, кліматичними змінами та проблемним технічним станом водовідвідних мереж. Аналіз вказує на те, що актуальність цієї проблеми зростатиме упродовж наступних десятиліть. Це спонукає наукову та інженерну спільноту до розробки стратегій і планів управління дощовим стоком, а також до широкого впровадження в українську інженерну практику систем регулювання поверхневим стоком, які мають бути науково обґрунтовані та пристосовані до місцевих кліматичних, містобудівних та економічних умов.

У роботі вирішено важливе науково-практичне завдання – розроблення нових і удосконалення відомих методів моделювання дощового стоку на забудованих територіях з урахуванням регульовального впливу окремих елементів водовідвідних споруд. Результати роботи мають значення для забезпечення комплексної надійності систем водовідведення населених пунктів України в умовах постійного наростання тенденцій урбанізаційних процесів та з урахуванням глобальних змін кліматичних параметрів.

Визначальним фактором для розроблення та імплементації адекватних практичних планів з управління поверхневим стоком є його науково-обґрунтоване моделювання, яке здійснюється відповідно до кліматичних характеристик і параметрів басейна стоку з урахуванням діапазонів їх прогнозованої зміни в часі.

Моделювання поведінки поверхневого стоку з урбанізованих територій є складною багатофакторною проблемою. Обґрунтовано, що достовірні результати моделювання складних дощових водовідвідних мереж з наявністю регулювальних споруд можна отримати лише з застосуванням багатофакторних чисельних моделей, що реалізуються у відповідних комп'ютерних програмах.

Аналіз вказує на те, що на сьогодні найбільш використовуваним у світі інструментом для комп'ютерного моделювання роботи систем дощового водовідведення на урбанізованих територіях є програмний комплекс SWMM. Разом з тим, SWMM використовує ряд спрощених підходів до моделювання гідрологічно-гідравлічних характеристик систем дощового водовідведення. Зокрема, для моделювання первинних гідрографів стоку з окремих підбасейнів стоку використовується наближений метод нелінійного резервуару, в якому підбасейн довільної форми в плані умовно розглядається як рівновеликий за площею прямокутник з довжиною, рівною радіусу концентрації поверхневого потоку, а похил підбасейна у напрямку до дощоприймача припускається однаковим у всіх його точках.

При плануванні експериментальних досліджень гідрографів стоку обґрунтовано систему масштабів досліджуваних фізичних величин. При масштабних коефіцієнтах глибини потоку $C_H = 1$, середньої швидкості потоку $C_V = 1$, часу $C_t = C_L$, інтенсивності дощу $C_q = 1/C_L$, площі дощоприймального отвору $C_\omega = C_L$, вдається досягти на фізичній моделі однакового масштабу об'ємної витрати дощу, поверхневого потоку та витрати крізь дощоприймач $C_Q = C_L$; окрім того одночасно забезпечується подібність модельного та натурального явищ як за критерієм Фруда, так і за критерієм Рейнольдса.

Запроектовано та змонтовано дослідну установку, на якій можна експериментально моделювати гідрографи дощового стоку з типових квадратних у плані підбасейнів стоку у діапазоні значень геометричного масштабу $C_L = 10 - 30$, що відповідає натурним підбасейнам з розмірами від

15 × 15 м до 45 × 45 м. Конструкція експериментальної установки дозволяє моделювати гідрографи стоку з плоских підбасейнів для різних висотних схем зі значеннями поздовжнього та поперечного похилів від 0,005 до 0,02. Обґрунтовані в роботі методи експериментальних досліджень та обробки експериментальних даних забезпечують відносну похибку визначення максимальної витрати стоку не більшою за 0,48 %.

Обґрунтовано та розроблено удосконалений тривимірний секторний метод, що дозволяє враховувати фактичну конфігурацію та висотну схему урбанізованого підбасейна стоку за рахунок автоматичного визначення похилів для кожного сектора на підставі обробки даних щодо трьох геодезичних координат усіх характерних точок підбасейна. Перевагою тривимірного секторного методу над простим секторним методом є врахування змінного похилу поверхні до дощоприймача для підбасейнів з плоскою топологією.

Врахування у 3D секторному методі змінного похилу плоскої урбанізованої поверхні, залежно від розташування сектора, зумовлює відчутні зміни в гідрографах стоку: скорочення часу поверхневої концентрації на 13,7 % та збільшення пікової витрати на 11,3 % порівняно з результатами за простим секторним методом. Порівняно з методом нелінійного резервуару 3D секторний метод дає максимальну секундну витрату дощового стоку, більшу на 43,8 %.

Розроблено математичну модель регулювального впливу на гідрографи дощового стоку ємнісних споруд систем дощового водовідведення – від звичайних каналізаційних колодязів до спеціальних регулювальних резервуарів дощових стічних вод (РДСВ). Розроблено відповідну чисельну схему та алгоритм комп'ютерного розрахунку, що дозволяють розв'язувати пряму та зворотну задачі гідравлічного моделювання: визначити потрібний регулювальний об'єм ємнісних споруд при заданих граничних параметрах гідрографів стоку у заданих контрольних перерізах або ж визначити

параметри гідрографа стоку при заданих характеристиках вищерозташованих регулювальних споруд.

Розрахункові значення коефіцієнтів регулювального об'єму РДСВ, отримані за запропонованим у роботі методом, у 7,1 – 12,9 раз менші за відповідні значення за методом СПбГАСУ, що пояснюється як різницею безрозмірних гідрографів притоку, так і врахуванням у запропонованому методі регулювальної здатності розташованої вище водовідвідної мережі, яка кількісно характеризується коефіцієнтом регулювання максимальної витрати або ж коефіцієнтом заповнення вільної ємкості мережі β .

Отримано експериментальну залежність коефіцієнта стоку ψ від висоти шару опадів h_0 , що з високим ступенем точності може бути описана лінією тренду за логістичною моделлю. При значенні $h_0 \approx 7$ мм експериментальний коефіцієнт стоку $\psi \approx 0,95$, що відповідає значенню, яке рекомендується в чинних в Україні методиках розрахунку параметрів дощового стоку з повністю водонепроникних урбанізованих басейнів стоку. За збільшення h_0 коефіцієнт стоку поступово зростає, асимптотично наближаючись до значення $\psi_{\max} = 0,988$.

Удосконалено методику експериментального визначення максимальної витрати дощового стоку, що полягає у апроксимаційній обробці діапазону експериментальних точок на кривій об'єму в околі точки максимуму, що відповідає тривалості модельного дощу t_0 ; відносна різниця між розрахунковими значеннями максимальної витрати, отриманими з лінійних та квадратичних апроксимацій, не перевищує 0,18 %.

Експериментальні гідрографи дощового стоку, отримані на фізичній моделі, суттєво відрізняються від теоретичних гідрографів, визначених за секторним і тривимірним секторним методом, а також методом нелінійного резервуару. Причина такої відмінності полягає в припущенні про вільний витік рідини з території підбасейну, що приймається у всіх вищезгаданих теоретичних моделях.

Отримані експериментальні гідрографи притоку в дощоприймальний колодязь складаються з трьох характерних етапів. Перший етап відповідає процесу концентрування поверхневого стоку з території підбасейна та вільному витіканню крізь дощоприймальний отвір. На цьому етапі отримано аналогічну поведінку експериментальних гідрографів та відповідних теоретичних передбачень, зроблених за тривимірним секторним методом.

Другий етап гідрографів відбувається під впливом двох рушійних факторів: з одного боку, плавного переходу поверхневого гідрографа на постійну величину витрати при $t > t_{con}$, з іншого – поступовим збільшенням глибини потоку в місці розташування дощоприймача та переходом його спочатку в режим водозлива з широким порогом, а далі – в режим напірного витікання крізь отвір. Підпір, зумовлений обмеженою пропускною здатністю дощоприймального отвору, зумовлює зворотний вплив вверх по течії на поверхневий потік, утворюючи відповідну кінематичну хвилю, що рухається проти напрямку течії. Результатом такої взаємодії є чітко виражений хвильовий характер експериментальних гідрографів на другому етапі.

Динаміка зміни витрати на третьому етапі експериментальних гідрографів є середньою між відносно швидким зменшенням витрати в секторному та тривимірному секторному методах та значно більш повільним – у методі нелінійного резервуару.

Експериментальні гідрографи стоку, отримані для висотних схем № 2 і № 3 з різними значеннями поздовжнього похилу i_x та поперечного похилу i_y , підтвердили важливість врахування реальних геодезичних похилів підбасейна стоку замість прийняття єдиного середнього по площі значення. Відносна різниця між піковими експериментальними витратами стоку для схем № 2 і № 3 становить близько 20 %.

Представлення експериментальних гідрографів у безрозмірних координатах $Q' = Q/Q_{max}$ та $t' = t/t_{\theta}$ дає в результаті зведення усіх гідрографів в один достатньо вузький масив, осереднені значення якого можна

розглядати як універсальний безрозмірний гідрограф стоку, що має місце в дослідженому діапазоні зміни вхідних параметрів.

Статистична обробка параметрів отриманого осередненого експериментального безрозмірного гідрографа стоку дозволила отримати узагальнені залежності: для 1 етапу – просту експоненційну залежність (4.8), для 2 етапу – модель водяної пари, експоненційно-логарифмічну функцію (4.9), для 3 етапу – рівняння Річардса (4.10). Отримані залежності добре відображають граничну поведінку натурних гідрографів: асимптотичне зменшення витрати до нуля при $t \rightarrow 0$, а також асимптотичне прямування безрозмірної витрати до нуля при зростанні безрозмірного часу до $t' \approx 3$.

На підставі даних натурних обстежень у Франківському р-ні м. Львова розвинуто концепцію ефективних водонепроникних покриттів, а також отримано уточнену функціональну залежність між частками загальних і ефективних водонепроникних покриттів у формі нормалізованої степеневі залежності. При використанні 30 емпіричних результатів для кожного дослідженого кварталу отримане значення степеня $n_1 = 1,308$, а при використанні середнього значення водонепроникності всієї дослідженої території – $n_2 = 1,275$. Ці значення відповідно на 7,2 % та 9,6 % нижчі порівняно з відповідним значенням $n = 1,41$, отриманим Лівінгстоном та Вінхьюзом для м. Денвер, США.

Отриману кореляцію між сумарною та ефективною непроникністю для житлових кварталів міста Львова доцільно застосовувати як важливий параметр покриття басейна стоку при розробленні гідравлічних моделей систем дощового водовідведення в Україні.

Обробкою результатів гідрометеорологічних спостережень у м. Львові за період з 1945 р. по 2018 р. встановлено динаміку довготермінових змін в часі висоти річного шару опадів: зростання у середньому на 1,81 мм/рік, та річної кількості днів з атмосферними опадами: зменшення на 0,24 рік⁻¹.

Отримано тенденцію щодо збільшення частоти випадання дощів з екстремально великими значеннями висоти шару. Отримано залежності

максимальної добової висоти шару опадів $(h_d)_{\max}$ від періоду одноразового перевищення P при використанні моделі Вейбулла (5.13), моделі ММФ (5.14) та логістичної степеневі моделі (5.15).

На підставі отриманого осередненого експериментального гідрографа стоку в безрозмірних змінних розроблено методику розрахунку гідрографів стоку з натурних підбасейнів стоку та апробовано цю методику для типових підбасейнів стоку за кліматичних умов м. Львова.

Отримано залежність коефіцієнта регулювання максимальної витрати β_{\max} як функції інтенсивності дощу (5.22), що може бути використана при моделюванні гідрографів стоку з урбанізованих підбасейнів стоку площею 0,02 – 0,2 га.

Ключові слова: висота шару опадів, висотна схема, дощове водовідведення, гідрограф стоку, ефективна водонепроникність, загальна водонепроникність, коефіцієнт регулювання витрати, максимальна витрата, масштабні коефіцієнти, підбасейн стоку, регулювальні елементи, резервуар дощових стічних вод, час концентрації стоку.

Список публікацій здобувача:

– *статті у наукових фахових виданнях України:*

1. Zhuk V., Mysak I., Petrushka K. Comparison of the methods of surface runoff modelling from the urbanized subcatchments for estimation of peak loads on the environment // Environmental Problems = Екологічні проблеми. 2020. Vol. 5, №1. P. 1–6. doi.org/10.23939/ep2020.01.001 (Index Copernicus).

2. Жук В. М., Мисак І. В. Гідрографи притоку з водонепроникних басейнів стоку за методикою SWMM та за секторним методом. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія "Теорія і практика будівництва". 2019. № 912. С. 41–48.

3. Жук В. М., Бошота В. В., Мисак І. В. Розрахунок кривих депресії при стаціонарному режимі фільтрації поверхневого стоку з ексфільтраційних траншей. Вісник Нац. у-ту "Львівська політехніка". "Теплоенергетика.

Інженерія довкілля. Автоматизація”. Львів: НУ "Львівська політехніка". 2011. № 712. С. 50–54.

– *стаття у науковому періодичному виданні, що включене до міжнародних наукометричних баз:*

4. Zhuk V., Vovk L., Matlai I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. Journal of Ecological Engineering. 2020. Vol. 21 (5). p. 56–62 doi.org/10.12911/22998993/122191 (Scopus, Web of Science). ISSN 2299-8993.

– *розділ колективної монографії:*

5. Zhuk V., Mysak I. Stormwater hydrographs from the rectangular impervious subcatchments modelled by the modified three-dimensional sector method. Theoretical and Scientific Foundations of Engineering: Monograph. International Science Group. 2020. P. 101–105. Особистий внесок здобувача: виконано аналіз поведінки гідрографів дощового стоку отриманих за тривимірним секторним методом.

– *наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:*

6. Жук В. М., Мисак І. В., Мисак П. В. Гідрографи дощового стоку за модифікованим тривимірним секторним методом для кліматичних умов міста Львова. Сучасні виклики і актуальні проблеми науки, освіти та виробництва: міжгалузеві диспути [зб. наук. пр.]: матеріали V міжнародної науково-практичної інтернет-конференції (Київ, 3 червня 2020 р.). Київ, 2020. С. 332–338.

7. Mysak I., Zhuk V. Modeling of stormwater hydrographs from the impervious subcatchments using the modified 3D-sector method. Perspective directions for the development of science and practice: Abstracts of XX-th International Scientific and Practical Conference. Athens, Greece 2020. P. 66–69. DOI: 10.46299/ISG.2020.XX

8. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. Водопостачання та водовідведення: проектування, будова,

експлуатація, моніторинг : матеріали 3-ої Міжнародної науково-практичної конференції, 23-25 жовтня 2019 р., Львів. 2019. С. 121.

9. Жук В. М., Мисак І. В. Підвищення безпеки експлуатації водовідвідних мереж за рахунок затримання поверхневого стоку в регулювальних резервуарах непроточного типу. Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: тези за матеріалами ІХ Міжнародної наукової конференції ", Харків, 15-16 жовтня 2019 р. 2019. С. 111–113.

10. Жук В. М., Мисак І. В. Зміна кількості атмосферних опадів у місті Львові за період з 1945 по 2018 роки. Ресурси природних вод Карпатського регіону / Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали 18 Міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 23–24 травня 2019 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2019. С. 19–22.

11. Жук В. М., Мальований М. С., Муха О. В., Мисак І. В. Розробка програм управління поверхневим стоком з урбанізованих територій в Україні. Матеріали ІІІ Міжнародної науково-практичної конференції "Екологічна безпека як основа сталого розвитку суспільства. Європейський досвід і перспективи". Львів : ЛДУБЖД, 2018. С. 201.

12. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Mysak I. Methods of the estimation of different types cover areas in the modeling of urbanized stormwater catchments. Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг : матеріали ІІ Міжнародної науково-технічної конференції (Львів, 18-20 жовтня 2017 р.). 2017. С. 60–62.

13. Мисак І. В., Жук В. М. Вплив початкової інтенсивності інфільтрації в моделі Хортон на гідрографи стоку з типового басейна стоку по вул. Миколайчука у Львові. Ресурси природних вод Карпатського регіону. Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали Шістнадцятої міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 25–26 травня 2017 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2017. С. 31–34.

14. Zhuk V. M., Mysak I. V. Stormwater modeling for the territory of Mykolaychuk's Str. district in Lviv. Build Master Class. International scientific-practical conference of young scientists. Conference program and proceedings. Kyiv, 16–18 November 2016. p. 167–168.

15. Бошота В. В., Мисак І. В., Жук В. М. Методи розрахунку фільтраційної витрати з ексфільтраційних траншей. Всеукраїнська науково-практична конференція молодих учених, аспірантів і студентів "Вода в харчовій промисловості": Збірник тез доповідей Всеукраїнської науково-практичної конференції. Одеса: ОНАХТ, 2011. С. 77.

ABSTRACT

Mysak I.V. Hydraulic modeling of stormwater drainage systems considering the runoff regulation – Manuscript.

Dissertation for academic degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 – Building and Civil Engineering (19 – Architecture and Construction). – Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine. – Lviv, 2021.

The problem of urban areas flooding, due to increasing the volume of surface runoff, in Ukraine is exacerbated by growing urbanization trends, climate change and the problematic technical condition of sewerage networks. The analysis indicates that the urgency of this problem will increase in the coming decades. This encourages the scientific and engineering community to develop runoff management strategies and plans, as well as to widely introduce surface runoff control systems into Ukrainian engineering practice, which must be scientifically proved and adapted to local climatic, urban, and economic conditions.

In this work, an important scientific and practical task was solved, namely - development of new and improvement of existing methods of runoff modeling in the built-up territories with reflecting regulatory influence of separate elements of drainage constructions. The results of the work are important for ensuring the comprehensive reliability of settlement's drainage systems in Ukraine in the conditions of constant growing tendencies of urbanization processes and considering global climate changes.

The determining factor for the development and implementation of adequate practical plans for surface runoff management is its scientifically substantiated modeling, which is carried out according to the climate characteristics and parameters of the runoff basin, considering the ranges of their projected change over time.

Modeling the behavior of surface runoff from urban areas is a complex multifactorial problem. It is substantiated that reliable results of complex

stormwater drainage networks modeling with the addition of control structures role can be obtained only with the use of multifactor numerical models implemented in the appropriate computer programs.

The analysis shows that the most widely used tool in the world today for computer simulation of stormwater drainage systems in urban areas is the software package SWMM. However, SWMM uses several simplified approaches to model the hydrological and hydraulic parameters of stormwater drainage systems. To model the primary runoff hydrographs from individual runoff subcatchment, an approximate nonlinear reservoir method is used, in which a subcatchment of arbitrary shape is conventionally considered as a rectangle with equal area (which have a length equal to the surface flow concentration radius), and the slope of the basin is assumed to be the same at all points.

The system of scales of the studied physical quantities was substantiated, for experimental studies of runoff hydrographs. For next scale coefficients combinations of flow depth $C_H = 1$, average velocity $C_V = 1$, time $C_t = C_L$, rain intensity $C_q = I/C_L$, stormwater inlet area $C_\omega = C_L$, it was possible to achieve on the physical model the same scale of rainfall flow rate, surface flow discharge and flow rate through the inlet $C_Q = C_L$; in addition, at the same time the similarity of the model's parameters and natural phenomena is provided both by the Froude and by the Reynolds numbers.

An experimental installation was designed and developed, on which was performed a set of experiments which allow experimentally model stormwater hydrographs from typical square in terms of subcatchments runoff in the range of values of the geometric scale $C_L = 10 - 30$, which corresponds to full-scale subcatchments with sizes from 15×15 m to 45×45 m. The design of the experimental installation allows to model the runoff hydrographs from flat subcatchments for various high schemes configurations with values of longitudinal and transverse slopes from 0.005 to 0.02. The methods of experimental research and processing of experimental data substantiated in work provide a relative error of definition of the peak discharge less than 0,48 %.

An improved three-dimensional sector method has been substantiated and developed, which allows to consider the actual configuration and height scheme of urbanized subcatchment runoff by automatically determining slopes for each sector based on data processing on three geodetic coordinates of all characteristic points of the subcatchment. The advantage of the three-dimensional sector method over the simple sector method is to consider the variable slope of the surface to the stormwater for subcatchments with a flat surface.

Considering in the 3D sector method the variable slope of an urban subcatchment surface, depending on the location of the sector, causes significant changes in runoff hydrographs: reduction of surface concentration time by 13.7 % and increase in peak discharge by 11.3 % compared to the traditional sector method. Compared to the nonlinear reservoir method, the 3D sector method gives a peak discharge higher by 43.8 %.

A mathematical model of regulatory influence on stormwater hydrograph of capacitive elements of stormwater drainage systems – from conventional sewage wells to special control stormwater storage tanks (SWST) has been developed. An appropriate numerical algorithm and computer application have been developed to solve the direct and inverse problems of hydraulic modeling: to determine the required volume of capacitive elements at given limit parameters of stormwater runoff hydrographs in given cross sections or to determine runoff hydrograph parameters at given characteristics upper regulatory structures.

The coefficients of the SWST volume obtained by the method proposed in the work are 7.1 – 12.9 times less than the corresponding values obtained by the SPbGASU method, which is explained both by the difference of dimensionless inflow hydrographs and taking into account in the proposed method above the drainage network, which is quantitatively characterized by the coefficient of regulation of the maximum flow rate or the coefficient of filling the free capacity of the network β .

An experimental correlation between the runoff coefficient ψ and the height of the precipitation layer h_d was obtained, which can be described with a high

accuracy degree by the trend line according to the logistic model. Complex analysis shows, that in the range of $h_d \approx 7$ mm, the experimental runoff coefficient $\psi \approx 0.95$, which corresponds to the value recommended in the local active methods in Ukraine for calculating the parameters of rain runoff from completely impervious urban runoff basins. As h_d increases, the runoff coefficient gradually increases, asymptotically approaching the value of $\psi_{max} = 0.988$.

The method of experimental determination of the peak discharge of the surface runoff hydrographs has been improved, which include approximating the range of experimental points on the volume curve around the maximum point, which corresponds to the duration of model rain t_d ; the present error between the calculated values of the peak discharge obtained from linear and quadratic approximations does not exceed 0.18%.

The experimental surface runoff hydrographs obtained on the physical model differ significantly from the theoretical hydrographs determined by the sector and three-dimensional sector method, as well as by the method of nonlinear reservoir. The reason for this difference is the assumption of free outflow from the sub-catchment, which is accepted in all the above theoretical models.

The obtained experimental hydrographs of the inflow into the stormwater manhole consist of three characteristic stages. The first stage corresponds to the process of concentrating surface runoff from the subcatchment and free flow through the stormwater inlet. At this stage, a similar behavior of experimental hydrographs and the corresponding theoretical predictions made by the three-dimensional sector method are obtained.

The second stage of hydrographs is under the influence of two driving factors: on the one hand, the smooth transition of the surface hydrograph to a constant flow rate at $t > t_{con}$, on the other – a gradual increase in flow depth at the location of the stormwater inlet and its transition to long crested weir mode, then – in the mode of pressure flow through the orifice. Flooding, caused by the limited capacity of the stormwater inlet, causes the reverse effect upstream on the surface flow, forming a corresponding kinematic wave moving against the direction of flow. The result of

this interaction is a clear wave nature of the experimental hydrographs in the second stage.

The dynamics of flow change in the third stage of experimental hydrographs is the average between the relatively rapid decrease of flow rate in the sector and three-dimensional sector methods and much slower – in the method of nonlinear reservoir.

Experimental runoff hydrographs obtained for altitude schemes № 2 and № 3 with different values of their longitudinal slope i_x and transverse slope i_y , confirmed the importance of considering the real geodetic slopes of the sub-catchment runoff instead of adopting a single mean value. The relative difference between the peak experimental flow rates for schemes № 2 and № 3 is about 20 %.

Representation of experimental hydrographs in dimensionless coordinates $Q' = Q/Q_{max}$ and $t' = t/t_d$ gives as a result of reduction of all hydrographs in one rather narrow array which averaged values can be considered as the universal dimensionless hydrograph of stormwater runoff taking place in the investigated range of change of input parameters.

Statistical processing of the parameters of the obtained averaged experimental dimensionless stormwater hydrograph allowed to obtain generalized dependences: for stage 1 – simple exponential dependence (4.8), for stage 2 – water vapor model, exponential-logarithmic function (4.9), for stage 3 – Richard's equation (4.10). The obtained dependences well reflect the limiting behavior of full-scale hydrographs: asymptotic decrease of the flow to zero at $t \rightarrow 0$, as well as asymptotic approach of dimensionless discharge to zero with increasing the dimensionless time to $t' \approx 3$.

Based on the data of field surveys in the Frankivsk district of Lviv, the concept of effective impervious covers was developed, as well as a refined functional relationship between the shares of total and effective impervious covers in the form of normalized power dependence. When using 30 empirical results for each studied quarter, the value of the degree $n_1 = 1.308$, and when using the average value of water imperviousness of the entire study area – $n_2 = 1.275$. These

values are 7.2 % and 9.6 % lower, respectively, compared to the corresponding value of $n = 1.41$ obtained by Livingston and Veenhuis for Denver, USA.

The obtained correlation between total and effective impervious areas for residential quarters of Lviv should be used as the principal parameter of catchment's cover in the development of hydraulic models of stormwater drainage systems in Ukraine.

Processing of the results of hydrometeorological observations in Lviv for the period from 1945 to 2018 established the dynamics of long-term changes in time of the annual precipitation layer: an increase of 1.81 mm/year on average, and the annual number of days with precipitation: a decrease of 0.24 year^{-1} .

There is a tendency to increase the frequency of rainfall with extremely large values of layer height. The dependences of the maximum daily height of the precipitation layer $(h_d)_{\max}$ on the period of one-time excess P using the Weibull model (5.13), the MMF model (5.14) and the logistic power model (5.15) were obtained.

Based on the obtained averaged experimental runoff hydrograph in dimensionless variables, a method for calculating runoff hydrographs from natural runoff subcatchments was developed and this technique was tested for typical runoff subcatchment under the climatic conditions of Lviv.

The dependence of the coefficient of regulation of the maximum flow rate β_{\max} as a function of rainfall intensity (5.22) is obtained, which can be used in modeling runoff hydrographs from urbanized runoff subcatchments with an area of 0.02 – 0.2 ha.

Key words: precipitation layer height, height scheme, stormwater drainage, stormwater hydrograph, effective imperviousness, total imperviousness, flow control coefficient, peak discharge, scale factors, runoff subcatchment, control elements, stormwater storage tank, runoff concentration time.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ	2
ABSTRACT	12
ЗМІСТ	18
ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ.....	22
ВСТУП.....	24
РОЗДІЛ 1. МЕТОДИ ГІДРОЛОГІЧНОГО ТА ГІДРАВЛІЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ.....	31
1.1. Методи моделювання гідрологічних параметрів дощового стоку з урбанізованих територій.....	31
1.2. Гідрологічні моделі	38
1.2.1. Метод одиничного гідрографа	38
1.2.2. Модель лінійного резервуара	39
1.2.3. Метод Мускінгума.....	40
1.2.4. Метод нелінійного резервуару	41
1.3. Методи гідравлічного моделювання дощових водовідвідних мереж...	44
1.3.1. Загальна характеристика гідравлічних моделей	44
1.3.2. Рівняння мілкої води	45
1.3.3. Апроксимаційні моделі.....	48
1.3.6. Секторний метод побудови гідрографів поверхневого стоку	52
1.4. Методи гідравлічного розрахунку регулювальних споруд дощового водовідведення.....	55
1.4.1. Гідравлічна характеристика відвідних трубопроводів	56
1.4.2. Безрозмірна характеристика притоку і відтоку рідини з регулювальних резервуарів	57
1.4.3. Гідравлічний розрахунок односекційних РДСВ проточного типу	61
1.4.4. Гідравлічний розрахунок багатосекційних РДСВ проточного типу	65
1.5. Загальний огляд програмних комплексів для моделювання поверхневого стоку з урбанізованих територій	66

1.6.	Програмний комплекс SWMM.....	68
1.6.1.	Загальні характеристики та структура SWMM	68
1.6.2.	Параметри гідрологічно-гідравлічної моделі поверхневого стоку	72
1.6.3.	Маршрутизація потоків у SWMM	73
1.6.4.	Комплексна гідрологічно-гідравлічна модель у SWMM	74
1.7.	Мета роботи та задачі досліджень	76
	РОЗДІЛ 2. МЕТОДОЛОГІЯ ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ	78
2.1.	Загальна методика виконання дисертаційного дослідження.....	78
2.2.	Методика виконання теоретичних досліджень та чисельних експериментів.....	78
2.3.	Принципи фізичного моделювання гідрографів стоку.....	79
2.4.	Експериментальна установка для дослідження гідравлічних аспектів регулювання дощового стоку.....	85
2.5.	Методика виконання експериментальних досліджень.....	90
2.6.	Математична обробка експериментальних даних	92
2.7.	Оцінка величини похибок фізичного експерименту	95
2.8.	Висновки.....	95
	РОЗДІЛ 3. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТОХАСТИЧНО-ДЕТЕРМІНОВАНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ.....	97
3.1.	Тривимірний секторний метод.....	97
3.1.1.	Ідея та основні положення методу.....	97
3.1.2.	Представлення геометрії урбанізованих підбасейнів стоку у тривимірному секторному методі.....	99
3.2.	Гідрографи притоку з квадратних в плані урбанізованих басейнів стоку за 3D секторним методом	102
3.3.	Порівняння результатів за методом нелінійного резервуара, простого секторного методу та 3D секторного методу	107
3.4.	Теоретичні дослідження регулювального впливу вище-розташованих мереж та споруд на гідравлічні характеристики контрольного перерізу	111

3.5. Чисельне моделювання гідрографів дощового стоку на виході з регулювальних РДСВ проточного типу	113
3.6. Висновки.....	117

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ

ЗАПРОПОНОВАНИХ МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ТА МЕТОДІВ.....	119
4.1. Інтегральні параметри стоку з фізичної моделі	119
4.2. Експериментальні гідрографи стоку дощових стічних вод з водонепроникних підбасейнів стоку	127
4.3. Вплив тривалості модельного дощу на експериментальні гідрографи стоку	137
4.4. Експериментальні гідрографи притоку дощових стічних вод з повністю водонепроникних прямокутних в плані басейнів стоку при різних висотних схемах басейна стоку.....	139
4.5. Експериментальні гідрографи в безрозмірних координатах	140
4.6. Висновки.....	144

РОЗДІЛ 5. НАУКОВО-ПРАКТИЧНІ АСПЕКТИ ЗАСТОСУВАННЯ ПРОПОНОВАНИХ МЕТОДІВ МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ.....	148
---	-----

5.1. Вплив співвідношення загальних та ефективних водонепроникних покриттів на параметри дощового стоку з урбанізованих територій	148
5.2. Визначення основних кількісних параметрів дощів за даними довготермінових натурних спостережень	156
5.3. Перерахунки узагальнених експериментальних результатів на натурні умови	169
5.4. Висновки.....	171

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	174
------------------------	-----

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	180
----------------------------------	-----

ДОДАТКИ.....	201
--------------	-----

Додаток А. Список опублікованих праць за темою дисертації.....	201
--	-----

Додаток Б. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи у навчальний процес НУ «Львівська політехніка»	205
Додаток В. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи у виробництво.....	206
Додаток Г. Експериментальні графіки об'ємів поверхневого стоку	207
Додаток Д. Інтенсивність модельованого дощу та експериментальний коефіцієнт стоку для модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1; F = 2,25 \text{ м}^2$	210
Додаток Е. Визначення максимальної витрати стоку для модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1; F = 2,25 \text{ м}^2$	213
Додаток Є. Визначення максимальної витрати стоку для модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1; F = 2,25 \text{ м}^2$	218

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ

<i>ЕВнП</i>	–	ефективні водонепроникні покриття
<i>ЗВнП</i>		загальні водонепроникні покриття
<i>НВнП</i>	–	неприєднані до мережі водонепроникні покриття
<i>РДСВ</i>	–	резервуар дощових стічних вод
<i>ВМР</i>	–	найкращі експлуатаційні практики
<i>LID</i>	–	системи з мінімальним впливом на довкілля
<i>SWMM</i>	–	програмний комплекс Stormwater Management Model
b_1	–	коефіцієнт зміни напору витікання
B	–	ширина підбасейна стоку, м
B_{eq}	–	еквівалентна ширина підбасейна стоку, м
C_L	–	геометричний масштаб моделі
C_q	–	масштаб інтенсивності випадання дощу
C_Q	–	масштаб об'ємної витрати
F	–	площа басейна (чи підбасейна) стоку, м ²
Fr	–	критерій Фруда
h	–	глибина потоку, м
$(h_d)_{max}$	–	максимальна добова висота шару опадів, мм
i_o	–	поздовжній похил поверхні басейна стоку
i_x	–	поздовжній похил поверхні басейна стоку по осі x
i_y	–	поздовжній похил поверхні басейна стоку по осі y
$K_{рег}$	–	коефіцієнт регулювального об'єму РДСВ
M	–	маса модельного стоку, кг
n	–	показник степеня в степеневому законі інтенсивності дощу
n_1	–	коефіцієнт шорсткості поверхні
p_{ef}	–	частка ефективних водонепроникних покриттів
$p_{ef.mid}$	–	середня частка ефективних непроникних площ
p_{tot}	–	частка загальних водонепроникних покриттів
$p_{tot.mid}$	–	середня частка загальних водонепроникних покриттів

P	–	період одноразового перевищення, років
q_{20}	–	інтенсивність випадання дощу тривалістю 20 хв. з періодом одноразового перевищення $P = 1$ рік, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$
q_{∂}	–	інтенсивність випадання дощу, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$
Q_{\max}	–	максимальна об'ємна витрата, $\text{м}^3/\text{с}$
Q_r	–	розрахункова об'ємна витрата, $\text{м}^3/\text{с}$
Q'	–	безрозмірна витрата дощового стоку
$r_{\text{con},i}$	–	радіус концентрації стоку з i -го сектора, м
R_{con}	–	радіус концентрації підбасейна стоку, м
R_h	–	гідрравлічний радіус поверхневого потоку, м
Re	–	критерій Рейнольдса
t	–	поточний час, с
t'	–	безрозмірний час
t_{con}	–	час поверхневої концентрації стоку, с
t_d	–	тривалість випадання дощу, с
t_r	–	час концентрації стоку, с
T	–	температура води, $^{\circ}\text{C}$
V	–	середня швидкість потоку, м/с
W	–	об'єм стоку, м^3
X_{∂}	–	безрозмірна тривалість дощу
α	–	коефіцієнт кінетичної енергії
β_{\max}	–	коефіцієнт регулювання максимальної витрати
λ	–	коефіцієнт гідрравлічного тертя
ν	–	кінематична в'язкість води, $\text{м}^2/\text{с}$
ρ	–	питома маса, $\text{кг}/\text{м}^3$
Ψ	–	коефіцієнт стоку
ω	–	площа дощоприймального отвору, м^2

ВСТУП

Актуальність теми. Проблема затоплення урбанізованих територій в Україні внаслідок збільшення об'ємів та витрат поверхневого стоку підсилюється зростаючими трендами урбанізації, кліматичними змінами та проблемним технічним станом водовідвідних мереж. Аналіз вказує на те, що актуальність цієї проблеми зростатиме упродовж наступних десятиліть. Це спонукає наукову та інженерну спільноти до розробки стратегій і планів управління дощовим стоком, а також до широкого впровадження в українську інженерну практику систем регулювання поверхневим стоком, які мають бути науково обґрунтовані та пристосовані до місцевих кліматичних, містобудівних та економічних умов.

Надійність та довговічність роботи систем дощового водовідведення, здатність ефективно опрацювати їх пікові навантаження для міст та невеликих містечок, а також промислових підприємств є важливою складовою забезпечення нормального функціонування системи каналізації в цілому та суттєво впливає на екологічний стан довкілля. Пікові навантаження на водовідвідну мережу під час сильних дощів становлять загрозу для нормального функціонування як самої мережі, так і очисних споруд: підвищується небезпека переповнення мережі та підтоплення території об'єкта, різко зростає ймовірність погіршення якості очищення поверхневого стоку або його суміші з господарсько-побутовими та виробничими стічними водами. Для адекватного проектування мереж та споруд дощового водовідведення важливе значення має науково обґрунтоване моделювання гідрографів притоку дощових стічних вод, у якому мають бути максимально повно враховані географічні, топогеодезичні та інші особливості об'єкта.

На сьогоднішній день у світі немає єдиного, загальновизнаного методу моделювання гідрографів дощового стоку з урбанізованих басейнів. Більшість відомих математичних моделей моделювання дощового стоку

використовують значні спрощення, що зумовлено обмеженим використанням можливостей сучасних інформаційних систем, або ж базуються на даних конкретних емпіричних досліджень, які мають вузький діапазон застосування. Таким чином, удосконалення та доповнення фізично-обґрунтованих моделей побудови гідрографів дощових стічних вод, які б максимально коректно описували топографічні, кліматичні та фізичні особливості басейна каналізування, є особливо актуальним з урахуванням сучасних тенденцій урбанізації та кліматичних змін.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Тематика роботи відповідає положенням Закону України "Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки" від 11.07.2001 р. № 2623-III (зі змінами від 29.01.2021 р. № 1162-IX), Закону України "Про загальнодержавну цільову програму розвитку водного господарства та екологічного оздоровлення басейну річки Дніпро на період до 2021 року" від 24.05.2012 р. № 4836-VI, Закону України "Про Основні засади (стратегію) державної екологічної політики України на період до 2030 року" від 28.02.2019 р. № 2697-VIII. Робота виконана у рамках наукового напрямку кафедри гідротехніки та водної інженерії Національного університету "Львівська політехніка": "Гідравліка, інженерна гідрологія, енергоефективне та раціональне водокористування".

Мета роботи і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є розроблення нових і удосконалення відомих гідрологічно-гідравлічних методів моделювання роботи систем дощового водовідведення за наявності регулювання стоку.

Для досягнення мети роботи були поставлені наступні **завдання досліджень**:

– проаналізувати відомі методи розрахунку гідрографів поверхневого стоку з урбанізованих територій, а також методів гідравлічного розрахунку регулювальних споруд в системах дощового водовідведення;

– обґрунтувати узгоджену систему масштабних коефіцієнтів для адекватного фізичного моделювання процесу концентрування дощового стоку з поверхні підбасейна з дотриманням подібності різних гідрологічно-гідравлічних процесів та основних критеріїв гідродинамічної подібності;

– запроектувати та змонтувати дослідну установку для реалізації експериментального моделювання гідрографів дощового стоку з типових підбасейнів стоку за значень гометричного масштабу $C_L = 10 - 30$;

– розробити удосконалений тривимірний секторний метод моделювання гідрографів поверхневого стоку з урбанізованих підбасейнів будь-якої конфігурації в плані з довільною висотною схемою;

– розробити математичну модель та відповідний метод, що враховують регулювальний вплив на гідрографи дощового стоку ємнісних споруд систем дощового водовідведення, та апробувати цей метод для типових урбанізованих басейнів стоку;

– виконати експериментальну апробацію розроблених математичних моделей та відповідних методів розрахунку гідрографів дощового стоку на фізичній моделі підбасейна стоку при різних значеннях розрахункової інтенсивності дощу, його тривалості та різних висотних схемах підбасейна стоку;

– розглянути науково-практичні аспекти застосування пропонованих методів моделювання дощового стоку з урбанізованих територій, зокрема: взаємозв'язок між частками загальних та ефективних водонепроникних покриттів; статистично значимі залежності максимальної добової висоти шару опадів у м. Львові від періоду одноразового перевищення; методика та алгоритм практичної реалізації розроблених і експериментально уточнених методів при проектуванні систем дощового водовідведення.

Об'єктом досліджень є процеси формування поверхневого дощового стоку з урбанізованих басейнів стоку, підключених до системи дощового водовідведення населених пунктів, а також його рух по закритих дощових водовідвідних мережах.

Предметом досліджень є методи розрахунку гідрографів притоку дощових стічних вод та визначення витрати стоку з урахуванням наявності його регулювання.

Методи досліджень. У роботі використано комплексний метод дослідження із застосуванням теоретичних, чисельних та експериментальних методів. Теоретичні дослідження виконували із застосуванням методів математичного аналізу, математичної статистики та числових методів. Експериментальні методи досліджень базуються на застосуванні теорії подібності та передбачають використання сучасних технологій гідравлічного дослідження, зокрема збір даних про параметри потоків у режимі онлайн.

Наукова новизна одержаних результатів:

– розроблено удосконалений тривимірний секторний метод побудови гідрографів притоку дощових стічних вод з урбанізованих підбасейнів стоку довільної конфігурації та висотної схеми з врахуванням топогеодезичних, кліматичних та фізичних параметрів підбасейнів;

– вперше обґрунтовано узгоджену систему масштабних коефіцієнтів для фізичного моделювання гідрографів дощового стоку з врахуванням регулювального впливу окремих елементів систем дощового водовідведення, з дотриманням подібності різних гідрологічно-гідравлічних процесів та рівності критеріїв Фруда та Рейнольдса;

– удосконалено математичну модель та відповідний метод, що враховують регулювальний вплив на гідрографи дощового стоку ємнісних споруд систем дощового водовідведення;

– за результатами експериментальних досліджень отримано узагальнений усереднений безрозмірний гідрограф стоку, що враховує регулювальний вплив базових і спеціальних ємнісних споруд систем дощового водовідведення.

Практичне значення одержаних результатів:

– удосконалено методику гідравлічного розрахунку точкових схем дощового водовідведення з практичним застосуванням тривимірного секторного методу для розрахунку гідрографів дощового стоку з урбанізованих підбасейнів довільної конфігурації та довільної висотної схеми за наявності вільного стоку;

– удосконалено та експериментально верифіковано методику побудови гідрографів дощового стоку, яка враховує регулювальний вплив ємнісних споруд системи дощового водовідведення;

– встановлено функціональний взаємозв'язок між частками загальних та ефективних водонепроникних покриттів з урахуванням фактичних містопланувальних особливостей в Україні;

– на прикладі м. Львова апробовано метод знаходження максимальної добової висоти шару опадів, як функції періоду одноразового перевищення, шляхом статистичної обробки наявних довготермінових гідрометеорологічних даних.

Особистий внесок здобувача. Виконано аналіз сучасних методів регулювання дощового стоку, а також методик розрахунку та моделювання гідрографів стоку дощових стічних вод з урбанізованих басейнів стоку з урахуванням висотної схеми басейна стоку та впливу дощоприймачів на витрату стоку. Обґрунтовано математичну модель розрахунку гідрографів стоку та максимальної витрати стоку з урахуванням конфігурації та висотної схеми басейна стоку, а також впливу дощоприймачів на її величину. Виконано математичне планування фізичного експерименту. Спроектовано та змонтовано лабораторну установку для експериментального дослідження гідрографів стоку дощових стічних вод. Реалізовано експериментальні дослідження в режимі реального часу, а також виконано математичну обробку та узагальнення отриманих результатів.

Розроблено методику розрахунку гідрографів стоку та розрахункової витрати для довільної конфігурації та висотної схеми басейна стоку.

Усі наукові результати дослідження дисертаційної роботи отримані автором особисто. У роботах, які опубліковані у співавторстві, автору належить: [1, 8, 12] – виконано статистичну обробку результатів натурних досліджень з визначенням часток загальних та водонепроникних покриттів; [2, 3, 5, 6, 7] – складено алгоритм та реалізовано розрахункову схему для обчислення гідрографів стоку за тривимірним секторним методом; [4, 15] – розглянуто регулювальний вплив фільтраційних траншей на параметри дощового стоку; [9] – проаналізовано умови підтоплення території навколо Старого трампарку у м. Львові; [10] – виконано статистичну обробку фактичних даних про добову висоту шару опадів у місті Львові за 1945-2018 рр.; [11] – моделювання заходів з регулювання дощового стоку; [13, 14] – проаналізовано вплив коефіцієнтів моделі інфільтрації Хортонна на гідрографи дощового стоку в одному з районів м. Львова.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати виконаних теоретичних та експериментальних досліджень доповідалися та обговорювалися на: V міжнародній науково-практичній інтернет-конференції "Сучасні виклики і актуальні проблеми науки, освіти та виробництва: міжгалузеві диспути", Київ, 2020; XX International Scientific and Practical Conference "Perspective directions for the development of science and practice", Athens, Greece, 2020; II і III Міжнародних науково-практичних конференціях "Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг", Львів, 2017, 2019; IX Міжнародній науковій конференції "Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд", Харків, 2019; 16-й та 18-й Міжнародних науково-практичних конференціях "Ресурси природних вод Карпатського регіону / Проблеми охорони та раціонального використання", Львів, 2017, 2019; III Міжнародній науково-практичній конференції "Екологічна безпека як основа сталого розвитку суспільства. Європейський досвід і перспективи", Львів, 2018; International

scientific-practical conference of young scientists "Build Master Class", Kyiv, 2016; Всеукраїнській науково-практичній конференції молодих учених, аспірантів і студентів "Вода в харчовій промисловості", Одеса, 2011.

Результати дисертаційного дослідження впроваджені в навчальний процес на кафедрі гідротехніки та водної інженерії НУ "Львівська політехніка", зокрема – в курсі "Мережі водовідведення", що викладається для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія". Матеріали дисертації увійшли до наукового звіту за господарсько-договірною темою "Розрахункові об'ємні витрати поверхневих стічних вод та підземного стоку р. Полтва на вході Львівських КОС", 2019 р.

Публікації. Основні наукові положення, методи і результати досліджень за темою дисертаційної роботи опубліковано у 15 наукових публікаціях, у тому числі: 1 стаття у науковому виданні, що входить до бази Scopus, 3 статті у наукових фахових виданнях України, 1 розділ колективної монографії та 10 публікацій у матеріалах вітчизняних і міжнародних конференцій.

Структура і обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, 5 розділів, висновків і додатків. Загальний обсяг дисертації 220 сторінок, включаючи 57 рисунків, 12 таблиць, список використаних джерел із 193 назв на 21 сторінці та додатки.

РОЗДІЛ 1. МЕТОДИ ГІДРОЛОГІЧНОГО ТА ГІДРАВЛІЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ

1.1. Методи моделювання гідрологічних параметрів дощового стоку з урбанізованих територій

Моделювання поведінки поверхневого стоку з урбанізованих територій є складною багатофакторною проблемою, що стоїть перед фахівцями та науковцями в цілому світі. З кожним наступним десятиліттям кількість урбанізованих площ зростає, що впливає на об'єми дощового стоку, а також збільшується навантаження на каналізаційні мережі міст, каналізаційні очисні споруди та, відповідно, відкриті водойми. Для забезпечення надійної роботи каналізаційних мереж необхідно врахувати різні режими їхньої роботи (включаючи пікові навантаження), а також такі фактори, як зміна кліматичних умов і стрімке зростання площ урбанізованих мікрорайонів. Для вирішення цих задач було розроблено цілий ряд підходів для вивчення процесів формування поверхневого стоку. Загалом існують десятки моделей для обчислень гідрографів дощового стоку, які були розроблені науковими установами, урядовими департаментами, а також міжнародними організаціями. Під час розробки цих моделей були використані різноманітні підходи, а також враховано велику кількість параметрів для забезпечення надійності отриманих результатів.

Проблемам гідрологічного та гідравлічного моделювання дощового стоку у природних руслах та інженерних мережах і спорудах присвячено праці Акана О., Алексеєва М. І., Большакова В. О., Гуо Д., Джеймса В., Дикаревского В. С., Константінова Ю. М., Курганова А. М., Матлая І. І., Мейса Л., Росмана Л., Рябенка О. А., Ткачука С. Г. та ін. Загальні питання регулювання дощового стоку з урбанізованих територій розглянуто Адамсом Б., Абрамовичем І. О., Большаковим В. О., Хубером В., Шулером Т. та ін. Методи гідравлічного розрахунку і режими роботи ємнісних споруд для

регулювання дощового стоку проаналізовані в роботах Вовк Л. І., Гуо Д., Дзьопака Й., Жука В. М., Попадюка І. Ю., Фергюсона Б. та ін. Фільтраційні методи регулювання дощового стоку розглянуті в працях Бошоти В. В., Ткачука О. А., Хлапука М. М., Хортон Р., Шевчук О. В., Ярути Я. В та ін.

Аналіз наукових праць і сучасних інженерно-технічних практик показує, що на сьогодні немає єдиного загальноприйнятого підходу щодо формування дощового стоку та коректного моделювання цього процесу. Існуючі моделі базуються на суттєвих спрощеннях, часто не враховують гідравлічну суть процесів, які мають місце під час формування дощового стоку, мають суто емпіричний характер і обмежений діапазон застосування. Спроби врахувати додаткові фактори значно ускладнюють математичні моделі і потребують значних обчислювальних ресурсів, що не завжди може бути реалізоване на практиці. Недостатньо пропрацьованим є блок питань, пов'язаних з розробкою методів та технологій ефективного та економічного регулювання дощового стоку з міських басейнів каналізування.

Таким чином, розробка та застосування нових, удосконалених методів моделювання гідрографів дощового стоку з урбанізованих територій, які б максимально повно враховували топографічні, кліматичні та фізичні особливості басейнів стоку, а також дозволяли ефективно регулювати роботу систем дощового водовідведення, є актуальними завданнями в галузі будівництва та цивільної інженерії.

Серед сучасних методик моделювання дощового стоку можна виокремити детерміновані та стохастичні. Детерміновані моделі прагнуть ідеально імітувати фізичні процеси за допомогою причинно-наслідкових зв'язків. Стохастичні моделі використовують статистичні паттерни конкретного явища для моделювання цього самого явища. Однак на практиці немає чіткої і абсолютної різниці між детермінованими та стохастичними моделями. Детерміновані моделі мають різну кількість ступенів невизначеності або випадковості, вкладені в їх загальні формулювання та параметри, а стохастичні моделі не повністю ігнорують причинно-наслідкові

зв'язки. Для розмежування двох підходів моделювання було запропоновано, щоб детермінована модель завжди давала однакову відповідь на один і той же вхід, тоді як стохастична модель завжди продукує різну відповідь на той самий вхід, хоча і з досить послідовними статистичними властивостями. І детерміновані, і стохастичні моделі часто використовують емпіричні моделі в рамках свого математичного алгоритму для опису взаємозв'язків між змінними, які вважаються релевантними для моделювання процесу. Таким чином, емпіричні моделі не строго представляють окремий клас моделювання поряд з детермінованими та стохастичними моделями, а є скоріше підкатегорією як детермінованих, так і стохастичних моделей. Кожна з детермінованих та стохастичних моделей має серйозні обмеження. Детерміновані моделі не враховують невизначеність змінних. Складні детерміновані моделі можуть містити кілька оптимальних наборів параметрів, і в цьому випадку жоден набір параметрів не може бути ідентифікований як набір унікальних рішень. Неоднорідність параметрів спостерігалася в обох моделях. Стохастичні моделі синтезуються лише з наявних даних без детального знання прихованих процесів і можуть бути недостатніми для прогнозування, коли дані рідкісні або недостатньо точні.

На відміну від детермінованих моделей, стохастичні моделі не можуть бути розширені для аналізу альтернативних сценаріїв (наприклад, впливу посиленої урбанізації на зростання кількості забруднень, що містяться в дощових стічних водах), оскільки стохастична модель може бути використана лише для конкретних умов та даних, на яких базується модель. Однак стохастичні моделі вигідні тим, що невизначеність змінної вбудована в модель [193].

Нікс [147] у своїх роботах виокремлює три основні стратегії, які використовуються для моделювання дощового стоку:

- прості моделі;
- прості моделі з маршрутизацією (моделі, в яких використані базові моделі маршрутизації);

- складні моделі з розвиненою моделлю маршрутизації дощового стоку (моделі, в яких закладена комплексна математична логіка маршрутизації).

Кожна категорія має різні вимоги до даних та обчислювальних ресурсів і забезпечує результати в різних часових масштабах та просторовому вимірі. У простих моделях (у моделях, де маршрутизація не використовується), даних потрібно небагато, обчислення не повторюються циклічно, тому дані обчислення можуть бути виконані без використання комп'ютерів. Ці моделі надають дуже мало деталей про поведінку потоку дощового стоку. Загалом, ці моделі використовуються для обчислень довгострокових, середніх або пікових значень характерних параметрів. Вони спеціалізовані для конкретного випадку. Емпіричні моделі можна розглядати як прості моделі. Хоча деякі статистичні моделі базуються на складних методиках, вони відображають лише поточну поведінку підбасейна стоку на певній ділянці. Деякі емпіричні моделі передбачають дуже прості залежності, які не потребують використання комп'ютерного моделювання. Як прості, так і складні моделі, базуються на фізичних законах, що описують потік дощового стоку по поверхні підбасейна стоку. Хоча за своєю фізичною суттю це – детерміновані моделі, вони описують поведінку підбасейна стоку за різних можливих конфігурацій. Складність моделі впливає на об'єм необхідних обчислювальних ресурсів, обмежує калькуляційні можливості моделі та надійність результатів, отриманих за нею.

Результати простих моделей можна також отримати за допомогою складніших моделей, однак зворотній процес не може бути реалізований. Прості моделі течії дощових вод не імітують деяких важливих процесів. Наприклад, поширена в минулому техніка маршрутизації лінійного резервуару – це проста узагальнена модель. Процеси, що залежать від часу, неможливо моделювати, оскільки передбачається, що всі процеси відбуваються миттєво. Щоб подолати цю проблему, у моделі включають час, наприклад, затримку потоку в процесі маршрутизації. Це вводить інший

суб'єктивний фактор, який може задати користувач, і цей підхід не залежить від поведінки модельованого процесу. Комбіновані моделі зазвичай використовуються в моделях планування, де часові кроки значно перевищують інтервал перехідних процесів, які відбуваються в системі, тому вони використовують середні значення для різних процесів. При цьому ігнорується часова та просторова мінливості системи, які необхідні для перевірки цілісності системи дощових вод. Вони повинні бути штучно додані в процес моделювання. Отже, необхідно встановити емпіричний зв'язок між піковими та середніми витратами в системі дощового водовідведення. Це створює додаткову суб'єктивність та невизначеність у процесі моделювання. Ці проблеми можна подолати, використовуючи більш складні моделі, разом з тим, останні більш затратні з точки зору використання ресурсів та вимагають виконання комплексу складних розрахунків з використанням комп'ютерної техніки.

В оглядових працях не підкреслюється важливість вибору моделі кількості з відповідною часовою та просторовою роздільною здатністю. Якщо потік не моделюється належним чином, то його якісні показники не будуть відображати справжню поведінку підбасейна стоку.

Статистичні моделі, які використовують для прогнозування дощових стоків, зазвичай базуються на регресійних моделях. Вони стосуються вимірюваних величин, таких як кількість води, з вимірюваними фізичними параметрами, які вважаються важливими в даному процесі. Регресійні моделі є прикладом стохастичного підходу до моделювання. Вони можуть включати кліматичні характеристики, такі як інтенсивність опадів та параметри басейна стоку (водонепроникна поверхня, ступінь урбанізації та похил басейна стоку). Наприклад, модель нелінійної регресії можна представити як функціональну залежність між двома параметрами (Y – вихідний параметр, X_i – вхідний параметр):

$$Y = \beta_0 \prod_{i=1}^n X_i^{\beta_i}, \quad (1.1)$$

де β_0, β_i – невідомі коефіцієнти регресії, поведінка яких обумовлює динаміку зміни залежного параметра залежно від величини базового параметра, який був встановлений в результаті експерименту.

Подібна математична функція є загальною статистичною моделлю, яку використовують для моделювання як якісних параметрів водних потоків, так і її кількісних характеристик.

Інші регресійні моделі включають прості лінійні, багатолінійні, моделі з напівлогарифмічним чи повним логарифмічним перетворенням [84]. Приклади статистичних моделей, що використовуються при моделюванні міської водовідвідної мережі, можна знайти у Джевела та Адріана [127], а також у Драйвера та Таскера [96]. Визнано, що лінійна регресія є недостатньою для моделювання урбанізованих басейнів стоку [127]. Найважливішим обмеженням статистичних моделей є те, що статистичний зв'язок, розроблений із заданого набору даних, відображає певну просторову структуру. Для будь-яких просторових закономірностей та процесів, які характеризуються розрізненими даними, необхідно розробити нові моделі та іншу статистичну залежність. Через ці обмеження статистичний підхід, в основному, застосовується лише для грубого аналізу або в ситуаціях, коли детерміновані підходи не можуть бути використані через недостатню кількість даних або ресурсів. Також Драйвер та Таскер [96] описують регресійні моделі, як достатні тільки для цілей планування.

Приклад регресійного методу для аналізу дощового стоку ґрунтується на індексі попередніх опадів. Це – найбільш часто використовувана та важлива змінна для стоку поверхневих вод. Попередній показник опадів – це, по суті, сума кількості опадів, що мали місце перед випаданням розрахункового дощу, тобто відповідно до часу виникнення події (випадання розрахункового дощу).

Прикладом кількісної попередньої регресійної моделі є модель Бетсона [83]:

$$\psi = c + (a + Sd) \exp(-bp) \quad (1.2)$$

де ψ – коефіцієнт поверхневого стоку; S – сезонний індекс; p – індекс попередніх опадів; i – кількість опадів; a, b, c, d – модельні коефіцієнти, що визначаються з даних за допомогою регресійного аналізу.

Емпіричні моделі передбачають функціональний зв'язок між залежною змінною та параметрами, які вважаються у даному процесі другорядними. Ці змінні вибирають на основі знань про досліджувані фізичні процеси за результатами емпіричних вимірювань. Прикладом застосування емпіричного підходу для оцінки витрат дощового стоку є раціональна формула:

$$Q = \psi q F, \quad (1.3)$$

де ψ – коефіцієнт поверхневого стоку; q – інтенсивність дощу; F – площа басейна стоку.

Раціональний метод – це найпростіший метод розрахунку об'ємів та витрат дощового стоку, які є базовими при проектуванні інфраструктури дощового водовідведення. Раціональний метод постулює наявність простої лінійної залежності між об'ємною витратою Q та основними вхідними параметрами – площею басейна стоку F та інтенсивністю опадів q ; коефіцієнтом пропорційності є коефіцієнт стоку ψ , де $0 \leq \psi \leq 1$.

Детерміновані моделі. Детерміновані моделі базуються на законах збереження, які описують поведінку потоків рідини. Ці закони, як правило, передбачають збереження маси (об'єму) рідини, збереження імпульсу та збереження енергії потоку. Майже у всіх випадках застосовують одновимірний аналіз.

Детерміновані моделі, що застосовуються при моделюванні дощового стоку, можна класифікувати як гідрологічні або гідравлічні моделі. Гідрологічні моделі зазвичай задовольняють лише рівняння нерозривності. Гідравлічні моделі вирішують рівняння нерозривності, а також рівняння збереження імпульсу або енергії у вигляді системи рівнянь. Основна відмінність цих підходів моделювання полягає в тому, що гідравлічні моделі описують поведінку процесу в просторі. Саме рівняння імпульсу визначає швидкість, з якою може відбуватися процес. Наприклад, випадання опадів та

поверхневий дощовий стік розглядаються як гідрологічні процеси, а моделювання потоків у лотках, каналах, трубах і спорудах є гідравлічною задачею. Традиційно через складність поверхневих потоків враховували лише рівняння нерозривності потоку. Динамічні рівняння (збереження імпульсу та збереження енергії) вважали при цьому другорядними.

Оскільки останні десятиліття з'явилися методи моделювання поверхневого потоку шляхом одночасного вирішення рівнянь нерозривності та гідродинаміки, поділ на гідрологічні та гідравлічні методи стає достатньо нечітким. Відмінність між гідрологічними та гідравлічними моделями сьогодні базується в першу чергу на рівняннях, які використовуються для опису взаємозв'язку між дощовими опадами та стоком.

1.2. Гідрологічні моделі

Гідрологічні методи ігнорують просторову мінливість параметрів задачі. Вони, як правило, ґрунтуються лише на законі збереження маси. Одиничний гідрограф, об'єднані гідрографи, модель лінійного резервуара, метод Мускінгума і метод нелінійного резервуару можна вважати гідрологічними методами. Метод Мускінгума – єдиний серед вказаних вище підходів, який можна охарактеризувати як певне наближення до рівнянь гідродинаміки мілких потоків.

1.2.1. Метод одиничного гідрографа

Для дощу заданої тривалості та інтенсивності одиничний гідрограф визначається як гідрограф, отриманий в результаті прямого стоку, що утворюється надлишком опадів на території підбасейна. Гідрографи для дощів однакової тривалості, але різної інтенсивності можна отримати з типового гідрографа, якщо припустити лінійну залежність між цими гідрографами. Ординати одиничного гідрографа множать на фактичну величину надлишкового шару стоку для розрахункового дощу. Найчастіше одиничний гідрограф отримують за допомогою аналітичних методик. Наприклад, лінійний миттєвий одиничний гідрограф передбачає, що

підбасейн моделюється, як лінійний резервуар, тоді витрата стоку Q – це лінійна функція від накопиченого об'єму W :

$$Q = W / K, \quad (1.4)$$

де Q – витрата відтоку поверхневого стоку; K – коефіцієнт накопичення.

У поєднанні з рівнянням нерозривності:

$$\frac{dW}{dt} = Q_0 - Q, \quad (1.5)$$

де Q_0 – витрата притоку, отримують експоненціальну форму миттєвого одиничного гідрографа для одиничного лінійного резервуару [87]:

$$Q(t) = Q_0(1 - e^{-t/K}). \quad (1.6)$$

Будь-який великий басейн стоку може бути умовно розділений на однакові по площі підбасейни, при цьому кожен підбасейн розглядається як окреме лінійне сховище. Миттєвий одиничний гідрограф для каскаду з n послідовно з'єднаних лінійних резервуарів згідно [145]:

$$Q(t) = Q_0 \frac{1}{(n-1)!} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} (1 - e^{-t/K}), \quad (1.7)$$

що нагадує гамма функцію. Ця модель є лінійною, оскільки K вважається сталою величиною, що не залежить від витрати потоку. За аналогічним підходом Куландайшвемом були розроблені відповідні нелінійні моделі [130], а Доджем – моделі, що включають витрату потоку [94].

1.2.2. Модель лінійного резервуара

Модель лінійного резервуара базується на законі збереження маси. Зворотна відповідь басейна стоку відповідно до цієї моделі є миттєвою, оскільки рівняння імпульсів повністю ігнорується. У методі лінійного резервуара об'єм стоку, накопичений на поверхні басейна, наближено розглядається як лінійна функція витрати стоку:

$$W = KQ, \quad (1.8)$$

де $W = S\Delta h$ – ємність лінійного резервуара; Q_0 , Q – витрата притоку та витрата стоку відповідно.

Це рівняння відоме як рівняння лінійного резервуара, яке використовується в простих методах маршрутизації. Для стаціонарних режимів: $dW / dt = 0$, а витрата відтоку дорівнює витраті притоку ($Q_0 = Q$).

Це рівняння перетворюється на звичайне диференціальне рівняння і існує ряд стандартних методик, які можуть бути використані для його вирішення.

Модифікований метод Прайса вирішує рівняння лінійного резервуару, яке виражається через певний часовий інтервал Δt , як:

$$\Delta t(Q_{01} + Q_{02}) + W_1 - \Delta t Q_1 / 2 = W_2 + \Delta t Q_2 / 2, \quad (1.9)$$

де індекси 1 і 2 відповідають початку та кінцю інтервалу тривалістю Δt .

Усі невідомі знаходяться в правій частині рівняння. Цей метод вимагає побудови двох кривих: W і $(W + \Delta t Q / 2)$, як функцій Q . Для початкового значення витрати Q_{01} об'єм у резервуарі W_1 отримують з кривої $W - Q$, після чого може бути обчислено значення $(W_1 - \Delta t Q_1 / 2)$. Середній притік плюс кількість $(W_1 + \Delta t Q_1 / 2)$ дає величину $(W_2 + \Delta t Q_2 / 2)$. Таким чином, величину стоку Q_2 , що відповідає $(W_2 + \Delta t Q_2 / 2)$, можна визначити за кривою $(W + \Delta t Q / 2 - Q)$.

Колон і Макмахон [88] встановили, що цей метод маршрутизації спричинив значні помилки в обчисленнях глибини води в резервуарі, витраті з резервуару та визначені тривалості стоку води. Це було особливо яскраво виражено при сильних притоках води до резервуару та під час нерівномірного просторового та часового розподілу опадів. За цих умов рішення рівнянь мілкої води було б більш доречним.

1.2.3. Метод Мускінгума

У методі Мускінгума враховується, що накопичення дощових вод на поверхні підбасейна стоку залежить як від притоку, так і від стоку води. Передбачається, що накопичувач є лінійною функцією входу і виходу:

$$W = K(XQ_0 + (1 - X)Q), \quad (1.10)$$

де K і X – емпіричні константи, що визначаються методом проб і помилок. Після підстановки даного рівняння (1.10) в рівняння (1.9), а також після виконання серії математичних перетворень та спрощень отримаємо:

$$Q_2 = C_1 Q_{02} + C_2 Q_{01} + C_3 Q_1, \quad (1.11)$$

де
$$C_1 = \frac{KX - \Delta t / 2}{a}, \quad (1.12)$$

$$C_2 = \frac{KX - \Delta t / 2}{a}, \quad (1.13)$$

$$C_3 = \frac{KX - \Delta t / 2}{a}, \quad (1.14)$$

$$a = K(1 - X) + \Delta t / 2. \quad (1.15)$$

1.2.4. Метод нелінійного резервуару

У методі нелінійного резервуару, басейн стоку розглядають як нелінійну функцію стоку, тобто виходять з припущення:

$$W = K Q_w^m, \quad (1.16)$$

де m – показник степеня, який залежить від граничних умов закладених в конкретну модифікацію моделі;

$$Q_w = XQ_0 + (1 - X)Q, \quad (1.17)$$

звідси:

$$Q_{02} \Delta t + 2K Q_{w2}^m = (2Q_{01} + 2Q_{02} - Q_1) \Delta t + 2K Q_{w1}^m \quad (1.18)$$

Оскільки усі терміни з правого боку – відомі, то це нелінійне рівняння і для його розв'язання потрібен ітеративний підхід. При $m = 1$, модель ідентична до лінійного методу Мускінгума.

У методі нелінійного резервуару, так як і в методі Мускінгума, параметр X виражає відносну важливість притоку і стоку при визначенні регульовального об'єму резервуара, а отже, і форми гідрографа поверхневого стоку. Для простої маршрутизації резервуару рівня басейну $X = 0$, приплив не впливає, і гідрограф має максимальне ослаблення. Для річок параметр X досягає типових значень від 0 до 0,3.

Параметр K має розмірність часу і розглядається як період, який необхідний для проходження гідрографа від початкової до кінцевої точки каналу.

Суть методу нелінійного резервуару полягає в тому, що підбасейн має форму прямокутника тієї самої площі з еквівалентною шириною B_{eq} , що визначається як співвідношення площі підбасейна та довжини шляху поверхневої концентрації R_{con} . Витрата поверхневого стоку визначається за рівнянням Шезі для рівномірного руху по каналу без накриття, виходячи з припущення, що швидкість і глибина потоку однакові у всіх точках підбасейна [93, 124, 125, 126, 130, 138, 144, 151].

Витрата за рівнянням Шезі для рівномірного потоку у відкритому каналі:

$$Q_{con} = \frac{B_{eq} R_h^{5/3} i_{con}^{1/2}}{n_1} \quad (1.19)$$

де B_{eq} – еквівалентна ширина підбасейна; R_h – гідравлічний радіус поверхневого потоку, який для мілких поверхневих потоків дорівнює глибині h ; i_{con} – поздовжній похил підбасейну до дощоприймача; n_1 – коефіцієнт шорсткості за Маннінгом.

Диференціальне рівняння матеріального балансу об'єму для поверхневого стоку $W(t)$:

$$\frac{dW}{dt} = Fq_{ex} - Q_{con} \quad (1.20)$$

де F – площа підбасейна; q_{ex} – надлишкова інтенсивність зливи, яку визначають як різницю між інтенсивністю дощу та сумарною інтенсивністю процесів інфільтрації та випаровування.

Тому глибину шару поверхневого стоку $h(t)$ можна знайти з нелінійного диференціального рівняння:

$$\frac{dh}{dt} = q_{ex} - \frac{B_{ef} i_{con}^{1/2}}{Fn_1} h^{5/3} \quad (1.21)$$

Основним рівнянням нелінійного методу (1.21) є нелінійне звичайне диференціальне рівняння першого порядку або рівняння Чіні. Можливе лише непряме аналітичне рішення рівняння (1.21) як залежність часу t від глибини h , замість функції $h(t)$, необхідна для обчислення гідрографа:

$$t = \frac{3A_1}{20q_{ex}^{2/5}k^{3/5}} + C_1 \quad (1.22)$$

де k - коефіцієнт, залежний лише від параметрів поверхні водозбору:

$$k = \frac{B_{ef}i_{con}^{1/2}}{Fn_1} \quad (1.23)$$

Як показано в роботі [35], величина A_1 у рівнянні (1.22) є складною функцією глибини h :

$$\begin{aligned} A_1 = & (1 + \sqrt{5}) \ln \left[k^{2/5} h^{2/3} - (\sqrt{5} - 1) k^{1/5} q_{ex}^{1/5} h^{1/3} / 2 + q_{ex}^{2/5} \right] - \\ & - (\sqrt{5} - 1) \ln \left[k^{2/5} h^{2/3} + (\sqrt{5} + 1) k^{1/5} q_{ex}^{1/5} h^{1/3} / 2 + q_{ex}^{2/5} \right] - \\ & - 4 \ln \left(q_{ex}^{1/5} - k^{1/5} h^{1/3} \right) - \\ & - 2(10 - 2\sqrt{5})^{1/2} \operatorname{arctg} \left[\frac{4k^{1/5} h^{1/3} - (\sqrt{5} - 1) q_{ex}^{1/5}}{(10 + 2\sqrt{5})^{1/2} q_{ex}^{1/5}} \right] + \\ & + 2(10 + 2\sqrt{5})^{1/2} \operatorname{arctg} \left[\frac{4k^{1/5} h^{1/3} + (\sqrt{5} + 1) q_{ex}^{1/5}}{(10 - 2\sqrt{5})^{1/2} q_{ex}^{1/5}} \right] \end{aligned} \quad (1.24)$$

Постійну C_1 для кожної комбінації значень q_{ex} і k слід знайти чисельно з умови, що $h(0) = 0$.

Після закінчення зливи $q_{ex} = 0$, і диференціальне рівняння (1.24) нелінійного методу, спрощується до диференціального рівняння зі змінними, що розділяються:

$$\frac{dh}{dt} = - \frac{B_{ef}i_{con}^{1/2}}{Fn_1} h^{5/3} = -kh^{5/3}. \quad (1.25)$$

Кінцевий результат розв'язку рівняння (1.21):

$$h(t) = \left[h_{max}^{-2/3} + 2k(t - t_r) / 3 \right]^{-3/2}, \quad (1.26)$$

де h_{max} - максимальна глибина накопиченого на водозбірній площі шару в момент часу $t = t_r$, де t_r - час концентрації або критична тривалість опадів.

Недолік методу нелінійного резервуару – це відсутність рекомендації щодо визначення критичної тривалості опадів, а, отже, і інтенсивності їх випадання. Практична реалізація нелінійного методу резервуару в програмі SWMM полягає в послідовному моделюванні гідрографів стічних вод для розрахункових нормативних зливових дощів різної тривалості та інтенсивності, а також у наступному співставленні та аналізі отриманих гідрографів і емпіричному визначенні з певним наближенням (до розміру мінімального часового кроку), параметрів критичних опадів, що зумовлюють максимальну об'ємну витрату дощових стічних вод у розрахунковому перерізі.

1.3. Методи гідравлічного моделювання дощових водовідвідних мереж

1.3.1. Загальна характеристика гідравлічних моделей

Для простих задач доступні аналітичні рішення граничних рівнянь. Однак для розв'язку цих рівнянь використовуються числові моделі. Гідравлічні методи мають більше можливостей для вирішення з використанням аналітичних методів. У складних задачах застосовуються числові моделі, такі як метод скінченних різниць, метод скінченних елементів або метод характеристик. Метод скінченних різниць є найбільш поширеним підходом, і він може бути використаний неявним так і явним методом. У явних методах одне невідоме значення може бути записане у вигляді відомих значень. Це дає велику кількість простих лінійних рівнянь, які можна вирішити безпосередньо для невідомого. У неявних схемах низка невідомих у певний час записується з точки зору знань, встановлених раніше, а також невідомих у поточний час. Це призводить до створення системи пов'язаних рівнянь, яку необхідно вирішити.

Основна перевага при неявних схемах полягає в тому, що вони розглядаються як безумовно стійкі, тому не повинно бути обмежень на етапі

обчислювального часу, який може бути використаний у моделі. Додаткові обчислювальні зусилля, необхідні для розв'язання системи рівнянь, компенсуються пом'якшенням обмеження на початковому етапі, який може бути використаний при моделюванні. Однак адекватний опис граничних умов, обумовлений методом скінченних різниць, може перешкоджати використанню великих часових кроків у неявній логічній схемі. Це основна відмінність від явних схем, де існує явне обмеження на максимальний часовий крок, який може бути використаний. Хоча обмеження часового кроку обернено пропорційне швидкості моделювання перехідних процесів, це не буде недоліком при моделюванні швидкозмінних перехідних процесів. Тут використовується невеликий часовий крок, щоб адекватно фіксувати поведінку переходу. Швидкі перехідні процеси часто зустрічаються в системах міського дощового водовідведення, наприклад, наземному потоці при раптовому дощі.

1.3.2. Рівняння мілкої води

Класична форма одновимірних рівнянь нерозривності та імпульсу згідно [83, 93]:

$$\frac{\partial U}{\partial T} + \frac{\partial F}{\partial x} = W, \quad (1.27)$$

де U є класичною векторною змінною:

$$U = \begin{bmatrix} F \\ Q \end{bmatrix} \quad (1.28)$$

F – вектор потоку:

$$F(U) = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{F} + gQ_{01} \end{bmatrix} \quad (1.29)$$

S – результуючий вихідний вектор:

$$W = \begin{bmatrix} q \\ gF(i_0 - i_f) + gQ_{01} \end{bmatrix} \quad (1.30)$$

де A – площа поперечного перерізу; Q – витрата; q – шляховий притік на одиницю довжини, перпендикулярний каналу, так, що у нього немає

складової швидкості течії, x – позадвжній похил, t – час, g – прискорення вільного падіння, i_0 - похил русла, i_f – похил тертя, а інтеграл I_1 :

$$I_1 = \int_0^{y(x)} (y(x) - \xi) B(\xi) d\xi, \quad (1.31)$$

де B – ширина каналу, y – глибина потоку води. Вплив сил за рахунок стискання або розширення стінок каналу на водойму, описується рівнянням

$$I_2 = \int_0^{y(x)} (y(x) - \xi) \left[\frac{\partial B(\xi)}{\partial x} \right]_{y(x)=y_0} d\xi \quad (1.32)$$

Ці рівняння відомі як рівняння мілкої води або рівняння Сен-Венана. Таким чином, рівняння мілкої води, записані в неканонічній формі зі швидкістю потоку $V = Q/A$ та y як залежними змінними, є для стандартної (базової) ширини каналу:

- рівняння нерозривності потоку:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial (uy)}{\partial x} = q, \quad (1.33)$$

- рівняння імпульсу:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} = S_0 - S_f - \frac{q}{g} \frac{u}{y}. \quad (1.34)$$

Похил тертя S_f апроксимується з використанням рівняння Маннінга чи Шезі. Рівняння Маннінга при цьому може бути представлене у вигляді

$$S_f = K^2 |Q| Q = \frac{u |u| \eta^2}{R^{4/3}}, \quad (1.35)$$

де n – коефіцієнт шорсткості Маннінга; R – гідравлічний радіус потоку; K – транспортний коефіцієнт.

Відповідно до формули Шезі:

$$S_f = \frac{u |u|}{CR}, \quad (1.36)$$

де C – коефіцієнт Шезі.

В обох рівняннях абсолютне значення швидкості досягається завдяки тому, що тертя завжди направлене у протилежний бік до потоку.

Рівняння нерозривності (1.33) базується на законі збереження маси в перерізі каналу. Воно зазначає, що швидкість зміни глибини потоку води з часом у фрагменті каналу дорівнює витраті в цьому перерізі. Рівняння збереження імпульсу (1.34) – це математичний вираз для опису збереження імпульсу всередині фрагмента каналу. Він показує, що швидкість зміни імпульсу всередині фрагмента каналу дорівнює сумі сил, що діють у перерізі.

Рівняння мілкої води є гіперболічними, і саме ця особливість відрізняє їх від інших методів. Характерною особливістю рівнянь мілкої води є те, що вони мають дві характеристики. Ці характеристики дозволяють представити інформацію в двовимірних координатах (x, t) . У випадку рівнянь мілкої води, залежно від параметрів потоку, параметри можна моделювати як ввєрх, так і вниз за течією. Це важливо, оскільки перешкоди нижче за течією впливатимуть на показники потоку вище по течії від перешкоди. Наприклад, наявність у контрольному перерізі водовідвідної мережі розділювальної камери (чи іншої регулювальної споруди) впливає як на характеристики потоку вниз за течією, так і на ділянки потоку вище за течією від контрольного перерізу.

Рівняння мілкої води можуть бути використані для імітації нестационарних одновимірних потоків, характеристики яких можуть змінюватись.

За стаціонарних умов рівняння нерозривності спрощується до вигляду:

$$\frac{d(Vy)}{dx} = q, \quad (1.37)$$

і рівняння імпульсу набуває вигляду

$$i_0 - i_f - \frac{qV}{y} = \frac{d(y + V^2 / 2g)}{dx}, \quad (1.38)$$

який використовується для обчислення профілю поверхні потоку у відкритому каналі. Для вирішення цього звичайного диференціального рівняння можна використовувати стандартні методи, математичні підходи.

1.3.3. Апроксимаційні моделі

Враховуючи величини доданків у рівнянні імпульсу деякими з них нехтують, щоб отримати наближений вигляд до рівнянь мілкої води. Крім того, відносні обчислювальні зусилля, необхідні для вирішення рівняння мілкої води є значно більші, ніж його спрощені аналоги.

Дві добре відомі та широко використовувані, спрощені варіанти рівнянь мілкої води – це кінематична та дифузійна хвилі. Маршрутизація кінематичної хвилі передбачає, що затоки не мають впливу, а місцеві та конвективні прискорення та втрати тиску в рівнянні (1.34) невеликі порівняно з похилом русла. Рівняння дифузійної хвилі припускають, що локальними та конвективними умовами прискорення можна знехтувати в рівнянні (1.34).

Ці наближення до рівнянь мілкої води включають тільки один набір характеристик потоку, що змінюються лише вниз за течією. Наприклад, вплив перешкоди на рівень води та течію перед нею не може бути змодельований рівняннями кінематичної хвилі. Це може мати серйозні наслідки для проектування інфраструктури дощового водовідведення.

Перехідні періоди на різних ділянках басейну стоку можуть швидко переміщатись через його урбанізовані підбасейни вниз за течією. Для точної фіксації цих перехідних процесів за допомогою рівняння мілкої води можуть знадобитися дуже невеликі часові кроки (секунди або хвилини). Для більших часових кроків (годин або днів) перехідні процеси можливо використовувати тільки для моделювання балансів у великій річковій гідрології. Обчислювальні ресурси, необхідні для вирішення рівняння мілкої води для складної мережі каналів або труб, можуть бути ресурсномісткими. Тому гідравлічні моделі, які базуються на рівнянні мілкої води, є зазвичай обмежені моделюванням подій або операцій. Розв'язання рівнянь мілкої води надає детальну інформацію про поведінку басейна стоку та дає точнішу картину залежності швидкості потоку дощового стоку, його витрати від його глибини, ніж інші схожі залежності. Глибина потоку та власне сам потік – це

залежності, які є важливими при детальному проектуванні водовідведення. Однак спрощені та гідрологічні моделі надають лише інформацію про один із цих параметрів, зазвичай це потік. Для отримання значення глибини потоку на певній ділянці необхідна емпірична залежність між ними. Для потоків, які змінюються, цей взаємозв'язок не є унікальним і може представляти значне джерело помилок. Дані, необхідні для вирішення рівнянь мілкої води, включають інформацію про поперечний переріз, коефіцієнти шорсткості, граничні умови та будь-які інші внутрішні умови. Для деяких математичних моделей ця інформація може бути недоступною.

1.2.4. Модель кінематичної хвилі

Модель кінематичної хвилі передбачає, що локальними, конвективними прискореннями та втратами тиску в рівнянні імпульсу можна нехтувати. Вона передбачає, що нахил тертя врівноважується лише нахилом поверхні, так що $i_f = i_0$. Це припущення, як правило, справедливе лише для поверхневого потоку або на дуже крутих каналах. Відповідно до припущення сталого співвідношення між потоком та його глибиною в певному місці, кінематична хвиля ґрунтується на розв'язку рівнянь:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad (1.39)$$

$$i_0 = i_f, \quad (1.40)$$

що дає унікальну залежність між Q і A . Заміщення рівняння (1.39) тоді

$$\frac{dF}{dQ} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q. \quad (1.41)$$

Нехай

$$V = \frac{dQ}{dF}, \quad (1.42)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} = qV, \quad (1.43)$$

в якій V відома як кінематична швидкість хвилі або закон Клейца – Седдона. Швидкість кінематичної хвилі може бути отримана шляхом диференціювання функціональної сталої залежності між Q і A . Кінематична

хвиля не відчуває жодного зменшення, однак вона поступово посилюється з часом. У практичних завданнях це рівняння розв'язується чисельно. Числова схема вводить помилки усічення через наближення безперервної різниці. Їх не слід плутати з помилками округлення, які пов'язані з машинною точністю. Числова схема вводить числову дифузю, що призводить до ослаблення імітованого гідрографа. Ця дифузія не має фізичного обґрунтування, вона залежить від обчислювального часу та кроків відстані, що використовуються в моделі.

Основна перевага цього та інших наближень до рівнянь хвиль мілководної хвилі полягає в тому, що детальна інформація про підбасейн не потрібна. У цій моделі потрібна швидкість кінематичної хвилі, яку можна обчислити за властивостями каналу або оцінити за спостережуваними даними. Оскільки це наближення має одну систему характеристик, то для його вирішення потрібна лише одна гранична умова. Це значно менше інформації, ніж потрібно для рівняння мілководної хвилі, що вимагає двох граничних умов.

1.2.5. Модель дифузійної хвилі

В концепції дифузійної хвилі ігноруються лише умови конвективного та локального прискорення в рівнянні імпульсу. Тому на основі дифузійної хвилі

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad (1.44)$$

$$i_f = i_0 - \frac{\partial y}{\partial x}, \quad (1.45)$$

в якій додатковий притік знову введено в рівняння (1.44). Рівняння дифузійної хвилі здатне імітувати загасання у потоці, оскільки у рівняння імпульсу включений похил тиску.

Якщо канал прямокутний, то $A = By$. Диференціюванням рівняння (1.44) по x отримують:

$$B \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0. \quad (1.46)$$

Диференціюючи вираз (1.45) по t , отримують:

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = \frac{2QB}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q^2 B}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t}. \quad (1.47)$$

Використовуючи рівняння нерозривності

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{dK}{dy} \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{dK}{dy} \left(\frac{q}{B} - \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \right) \quad (1.48)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + S, \quad (1.49)$$

де V – швидкість хвилі, D – коефіцієнт дифузії.

$$V = \frac{Q}{KB} \frac{dK}{dy} \quad (1.50)$$

$$D = \frac{K^2}{2QB} \quad (1.51)$$

$$S = \frac{q}{KB} \frac{dK}{dy} \quad (1.52)$$

Для призматичних каналів з припущення, що градієнт тиску незначний, швидкість V задається, наприклад, за законом Клейца-Седдона, а рівняння дифузії зводиться до рівняння кінематичної хвилі. Як і кінематичне рівняння, рівняння дифузійної хвилі має лише один набір характеристик, який має той самий напрямок, що і потік. Однак, на відміну від кінематичної хвилі, ефект управління низхідним потоком досягається за рахунок його впливу на потік, що проникає вгору за течією, який згасає експоненціально від управління нижче за течією. Це на відміну від рівнянь мілкої води, де хвилі зумовлені низхідним керуванням, можуть поширюватись і впливати на умови руху вище за течією.

Прайс [153] обґрунтував значення цих коефіцієнтів для нестандартних каналів, як такі що є функціями властивостей каналу. Рівняння дифузійної хвилі здатне апроксимувати фізичне затухання потоку тому, що у рівняння імпульсу включений нахил тиску.

Кунге [90] показав, що неявне наближення різної різниці кінематичного хвильового рівняння є наближенням другого порядку до рівняння дифузії.

Він порівняв числову дифузію та швидкість хвилі в наближенні кінематичної хвилі з відповідними значеннями коефіцієнтів в рівнянні дифузії, використовуючи розширення ряду рівнянь Тейлора.

Це дає вирази для обчислювального кроку та коефіцієнта вагової різниці; вагового коефіцієнта з точки зору параметрів каналу та етапу обчислювального часу, що використовується в моделі. У цьому – суть методу Мускінгума-Кунга.

1.3.6. Секторний метод побудови гідрографів поверхневого стоку

В описаних вище підходах до побудови гідрографів дощових стічних вод при математичному описі нестационарного потоку по поверхні басейна стоку приймають цілий ряд спрощень і припущень. Зокрема, інтенсивність опадів приймається постійною в часі, а територія, з якої формується стік, наближено вважається однорідною і лінійною у плані, швидкість поверхневого стоку зазвичай приймається однаковою на цілому басейні, а коефіцієнт стоку – сталим по площі басейна та незмінним у часі. При вказаних спрощеннях гідрограф представляє рівносторонню трапецію (рис. 1.1), і саме такий його наближений вид застосовується в спрощених інженерних підходах для визначення регульовального об'єму інженерних систем дощового водовідведення [17, 27, 34, 35, 40, 41].

Спрощений безрозмірний гідрограф стоку можна описати рівняннями:

$$Q' = X \quad \text{при } X \leq 1, \quad (1.53)$$

$$Q' = 1 \quad \text{при } 1 < X \leq X_0, \quad (1.54)$$

$$Q' = X_0 + 1 - X \quad \text{при } X_0 < X \leq (X_0 + 1), \quad (1.55)$$

де $Q' = Q/Q_r$ – значення безрозмірної витрати дощового стоку; Q_r – величина максимальної витрати; X – безрозмірний поточний час, $X = t/t_r$; t_r – час концентрації стоку; X_0 – безрозмірна тривалість дощу, $X_0 = t_0/t_r$.

Як показано в роботах [25, 41, 68, 74, 185], врахування змінної по довжині басейна стоку швидкості поверхневого потоку з використанням

формули Павловського приводить до узагальненого гідрографа притоку у вигляді деформованої трапеції (рис. 1.1).

Перший етап такого гідрографа:

$$Q' = X^{(1+z)}, \quad (1.56)$$

z – показник степеня у рівнянні Павловського:

$$z = 0,37 + 2,5\sqrt{n_1} - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n_1} - 0,1), \quad (1.57)$$

де n_1 – коефіцієнт шорсткості поверхні; R – гідравлічний радіус потоку.

На другому етапі безрозмірна витрата: $Q' = 1$.

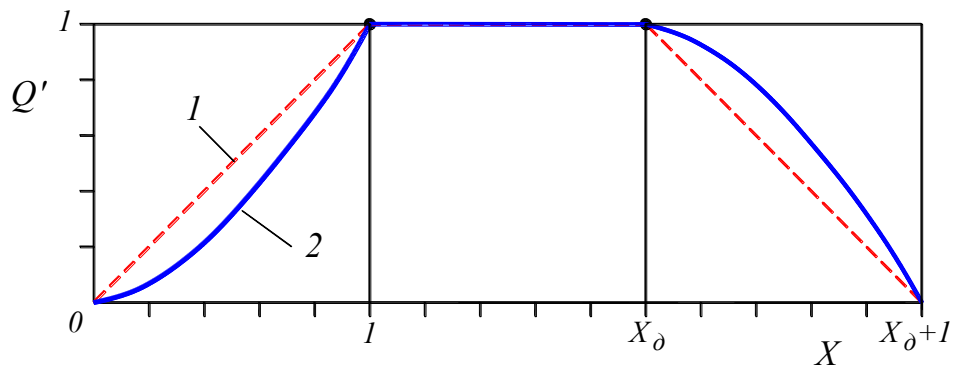
На третьому етапі:

$$Q' = 1 - (X - X_0)^{1+z}. \quad (1.58)$$

У квадратичній зоні опору коефіцієнт гідравлічного тертя $\lambda_{\text{кв}} \cong h^{-0,25}$, звідки $V(x) \cong h(x)^{5/8}$; $V(x) \cong x^{5/13}$; $t_r \cong L^{8/13}$ і, зрештою, безрозмірна витрата:

$$Q' = X^{13/8} = X^{1,625}. \quad (1.50)$$

Тоді для третього етапу гідрографа:



$$Q' = 1 - (X - X_0)^{13/8}. \quad (1.60)$$

Рис. 1.1. Гідрографи дощового стоку в безрозмірних координатах для дощів постійної в часі інтенсивності та лінійних басейнів стоку:

1 – спрощений гідрограф за умови $V = \text{const}$; 2 – уточнений гідрограф при врахуванні зміни швидкості по довжині басейна стоку

Враховуючи перехідний характер доквадратичної зони опору від гладкостінної до квадратичної, для цієї зони безрозмірна витрата на першому етапі гідрографа:

$$Q' = X^\alpha, \quad (1.61)$$

де $13/8 < \alpha < 12/7$.

До цього діапазону належать значення показника степеня у безрозмірних гідрографах притоку, отриманих зі степеневих рівнянь Маннінга та Форхгеймера (відповідно $\alpha = 5/3 = 1,667$ та $\alpha = 1,7$).

Для третього етапу гідрографа притоку для доквадратичної зони опору:

$$Q' = 1 - (X - X_0)^\alpha. \quad (1.62)$$

У працях [33, 34, 62] науковцями Національного університету "Львівська політехніка" (НУЛП) було запропоновано новий, гідравлічно більш обґрунтований секторний метод. Цей метод є модифікацією методу кінематичної хвилі, і його можна використовувати для обчислення гідрографів поверхневого стоку з дренажних підбасейнів довільної конфігурації в плані. Основними параметрами секторного методу є змінні глибини та швидкості поверхневого стоку.

Використовуючи секторний метод, отримують аналітичний вираз для часу поверхневої концентрації:

$$t_r = \left[\frac{1.41(R_{con} n_1)^{0.6}}{(1200^n \psi_{mid} q_{20})^{0.4} i_{con}^{0.3}} \right]^{1-0.4n} \quad (1.63)$$

де R_{con} – радіус концентрації підбасейна, м; ψ_{mid} – коефіцієнт стоку; q_{20} – інтенсивність опадів за необхідний період повернення P , м/с; n – показник степеня у формулі граничної інтенсивності дощів:

$$q_r = A / t_r^n, \quad (1.64)$$

де q_r – розрахункова інтенсивність за об'ємом нормативного дощу тривалістю t_r ; A – безрозмірний параметр, згідно ДБН В.2.5-75:2013 [13]:

$$A = q_{20} 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^7, \quad (1.65)$$

де m_r – середньорічна кількість опадів; γ – показник степеня; обидва ці параметри залежать від кліматичних умов.

Ідея секторного методу полягає в тому, що підбасейн стоку довільної конфігурації в плані може бути розділений на велику кількість вузьких секторів з вершиною в місці розташування дощоприймача. Кожен сектор з високою точністю може бути представлений, як елементарний радіальний підбасейн. Відповідно до способу, описаного в [27], елементарні гідрографи створюються для кожного сектора, а потім, використовуючи принцип суперпозиції, визначається загальний гідрограф з усієї підгрупи.

1.4. Методи гідравлічного розрахунку регулювальних споруд дощового водовідведення

У сьогоденні важко уявити світову інженерну практику без розробок та використання низки конструкцій одно- та багатосекційних резервуарів для збирання дощових стічних вод. При проектуванні таких споруд виникає ряд проблем, серед них – відсутність у інженерній практиці України методу розрахунку багатосекційних резервуарів.

У методах розрахунку односекційних РДСВ [74] міститься багато спрощених чи наближених значень, що також часто ускладнює розрахунки. Метою гідравлічного розрахунку ємнісних регулювальних споруд дощового водовідведення є визначення оптимальних регулювальних об'ємів споруд для отримання бажаного регулювального впливу на систему в цілому. Регулювальний об'єм споруд дощового водовідведення – це інтегральна різниця притоку та відтоку дощових стічних вод зі споруди:

$$W_{pez} = \int_{t_o}^{t_f} (Q_o - Q_c) dt, \quad (1.66)$$

де Q_o – витрата стічних вод, що надходить до розрахункового перерізу (витрата притоку); Q_c – витрата у відповідному трубопроводі (витрата відтоку); t_o – час початку надходження стоку до споруди; t_f – час максимального наповнення споруди.

Для визначення оптимального регулювального об'єму РДСВ важливо враховувати наступні параметри: максимальна витрата; графік притоку дощових вод; гідравлічні характеристики відвідного трубопроводу; конструктивні особливості резервуара; схема приєднання резервуара до мережі та ін. [13].

Зазвичай для визначення регулювального об'єму РДСВ всіх типів використовують узагальнену формулу:

$$W_{рег} = K_{рег} Q_r t_r, \quad (1.67)$$

де $K_{рег}$ – коефіцієнт регулювального об'єму РДСВ; Q_r , t_r – відповідно розрахункова витрата та час концентрації дощового стоку.

В українській практиці проектування водовідвідних споруд найпоширенішими протягом останніх десятиліть були два методи: 1) спрощений метод проф. Белова; 2) інженерний метод з можливістю розрахунку тривалості дощу.

1.4.1. Гідравлічна характеристика відвідних трубопроводів

Характеристику витрати відвідного трубопроводу від РДСВ можна обчислити за допомогою рівняння Бернуллі, виконаного для перерізів 1-1 на початку та 2-2 в кінці того ж трубопроводу (рис. 1.2), знехтувавши нестабільністю руху води:

$$H = (h_c + h - D_c / 2) = \frac{8Q_c^2}{\pi^2 g D_c^4} \left(\frac{\lambda_c L_c}{D_c} + \Sigma \zeta_c + \alpha \right), \quad (1.68)$$

де h – висота наповнення РДСВ від лотка відвідної труби; L_c , D_c – відповідно довжина і внутрішній діаметр відвідного трубопроводу; Q_c – витрата відтоку; λ_c – коефіцієнт гідравлічного тертя; $\Sigma \zeta_c$ – сума коефіцієнтів місцевого опору; α – коефіцієнт кінетичної енергії.

Витратний об'єм рідини у відвідному трубопроводі розраховують за наступною формулою:

$$Q_c = \sqrt{\frac{\pi^2 g D_c^4 (h + h_c - D_c / 2)}{8 \cdot (\lambda_c L_c / D_c + \Sigma \zeta_c + \alpha)}}. \quad (1.69)$$

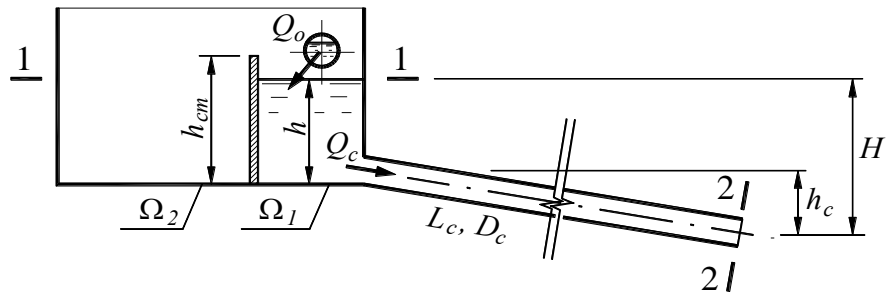


Рис. 1.2. Схема до пояснення характеристики відвідного трубопроводу від двосекційного РДСВ проточного типу

На початку напірного режиму течії у відвідній трубі (при $h=D_c$) об'ємна витрата рідини у відвідному трубопроводі:

$$Q_{c,o} = \sqrt{\frac{\pi^2 g D_c^4 (h_c + D_c / 2)}{8 \cdot (\lambda_c L_c / D_c + \Sigma \zeta_c + \alpha)}} \quad (1.70)$$

1.4.2. Безрозмірна характеристика притоку і відтоку рідини з регулювальних резервуарів

Опираючись на вищенаведені формули, можна стверджувати, що безрозмірна витрата на виході з РДСВ (при напірному режимі течії у відвідному трубопроводі), віднесена до розрахункової витрати дощового стоку, матиме вигляд:

$$Q'_c = \frac{Q_c}{Q_r} = \alpha_{c,o} \sqrt{\frac{h'+1-D_c'/2}{1+D_c'/2}}, \quad (1.71)$$

де $h'=h/h_c$ – безрозмірне наповнення РДСВ; $D_c'=D_c/h_c$ – безрозмірний діаметр відвідного трубопроводу.

На початку наповнення проточного РДСВ (при $h < D_c$) відвідний трубопровід працює у безнапірному режимі; для цього діапазону з достатньою для практики точністю можна прийняти лінійний закон зміни витрати відтоку залежно від значення відносного наповнення відвідного трубопроводу на його початку:

$$Q'_c = \alpha_{c,o} h / D_c = \alpha_{c,o} h' / D_c'. \quad (1.72)$$

У роботі [74] було введено до розгляду *початковий коефіцієнт регулювання* $\alpha_{c,o}$:

$$\alpha_{c,o} = \frac{Q_{c,o}}{Q_r}, \quad (1.73)$$

де $Q_{c,o}$ – пропускна здатність відвідного трубопроводу при заповненні РДСВ до рівня шелиги відвідної труби, тобто на початку напірного режиму течії, а також коефіцієнт зміни напору b_1 , який для односекційних РДСВ визначається за формулою:

$$b_1 = \frac{Q_r \cdot t_r}{\Omega \cdot h_c}, \quad (1.74)$$

де Ω – загальна площа в плані РДСВ; h_c – перепад відміток відвідного трубопроводу.

У роботі [45] проаналізовано гідравлічну характеристику відвідного трубопроводу для двосекційного РДСВ проточного типу. Додатково введено до розгляду коефіцієнт співвідношення площ k , який визначається як

$$k = \Omega_1 / \Omega, \quad (1.75)$$

де Ω_1 – площа в плані переливної камери РДСВ (рис. 1.2).

Коефіцієнт зміни напору для двосекційних РДСВ:

$$b_2 = \frac{Q_r \cdot t_r}{k \cdot \Omega \cdot h_c}, \quad (1.76)$$

причому $b_2 > b_1$ і гідравлічна характеристика відвідного трубопроводу двосекційного РДСВ проходить вище, ніж для аналогічного односекційного резервуара (рис. 1.3). Відповідно регулювальний об'єм двосекційного РДСВ при однакових зовнішніх умовах завжди менший на деяку величину ΔW_{pe} за регулювальний об'єм відповідного односекційного регулювального РДСВ. Як видно з рис. 1.3, регулювальний об'єм двосекційного РДСВ є мінімальним при найменшому можливому з конструктивних міркувань співвідношенні об'ємів його переливної та акумуляційної камер.

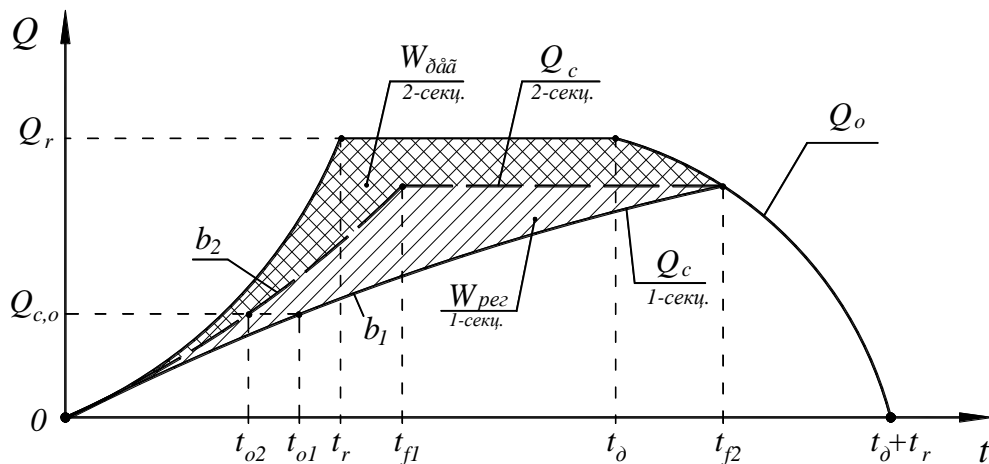


Рис. 1.3. Типові суміщені графіки притоку та відтоку дощових стічних вод з одnoseкційних і двосекційних РДСВ проточного типу

Двосекційні РДСВ складаються з акумуляційної та переливної камер, їх регулювальний об'єм, таким чином:

$$W_{\text{рез}} = \Omega_1 h_1 + \Omega_2 h_2 = k \Omega h_1 + (1-k) \Omega h_2, \quad (1.77)$$

де Ω_1, Ω_2 – площа в плані переливної і акумуляційної камер відповідно; h_1, h_2 – висота наповнення відповідно переливної та акумуляційної камер.

У безрозмірних змінних формулу (1.79) можна представити у вигляді

$$K_{\text{рез}} = \frac{kh'_1 + (1-k)h'_2}{b_1}. \quad (1.78)$$

Важливим параметром при проектуванні двосекційного резервуара є висота переливної стінки. Її потрібно запроектувати так, щоб глибина рідини в акумуляційній та переливній камерах у результаті випадання розрахункового дощу була рівною висоті переливної стінки, тоді при розрахунковому дощі двосекційний РДСВ працюватиме повним об'ємом. Розрахунок проводять користуючись наступною формулою:

$$h_1 = h_2 = h_{cm}. \quad (1.79)$$

Згідно цієї умови та формули (1.79) безрозмірна висота переливної стінки $h'_{cm} = h_{cm}/h_c$ пов'язана з коефіцієнтом регулювального об'єму залежністю:

$$h'_{cm} = K_{\text{рез}} \cdot b_1. \quad (1.80)$$

У роботі [24] було розглянуто два варіанти відвідного трубопроводу двосекційного РДСВ з однаковими безрозмірними параметрами окрім значень D'_c . Якщо $D_2 > D_1$; тоді рівність безрозмірних параметрів b_1 та $\alpha_{c,o}$ має місце, якщо $L_2 > L_1$, $i_2 < i_1$, а перепад відвідного трубопроводу $h_{c1} = h_{c2} = h_c$ (рис. 1.4). Нехтуючи місцевими втратами напорів у відвідному трубопроводі, для квадратичної області опору отримано наступний зв'язок між діаметрами відвідних трубопроводів, їх довжинами та похилами:

$$\left(\frac{L_2}{L_1}\right) = \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^5 = \frac{i_1}{i_2}. \quad (1.81)$$

Цей теоретичний аналіз показав, що коефіцієнт регульовального об'єму $K_{рег}$ двосекційних РДСВ у загальному випадку залежить від значень чотирьох безрозмірних параметрів: безрозмірної тривалості дощу X_d , початкового коефіцієнта регулювання $\alpha_{c,o}$, коефіцієнта зміни напорів витікання b_1 , безрозмірного діаметра трубопроводу D'_c та від коефіцієнта співвідношення площ k :

$$K_{рег} = f(\alpha_{c,o}; b_1; X_d; D'_c; k) \quad (1.82)$$

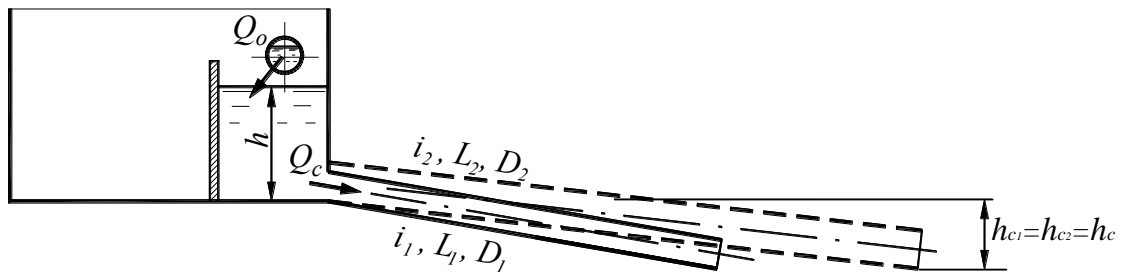


Рис. 1.4. Схема до пояснення впливу на коефіцієнт регульовального об'єму РДСВ безрозмірного діаметра D'_c при однакових значеннях всіх інших безрозмірних параметрів

Для реалізації описаного методу науковцями кафедри "Гідротехніки та водної інженерії" НУ "Львівська політехніка" було розроблено відповідні комп'ютерні програми для визначення регульовального об'єму одно- та багатосекційних РДСВ як проточного типу, так і приєднаних через розділювальні камери (РК), за різних гідрографів дощового стоку.

1.4.3. Гідравлічний розрахунок односекційних РДСВ проточного типу

Описана вище математична модель стала основою для комп'ютерного моделювання чисельного розрахунку коефіцієнта регулювального об'єму односекційних РДСВ проточного типу залежно від початкового коефіцієнта регулювання $\alpha_{c,o}$, безрозмірного діаметра відповідного трубопроводу D'_c та від коефіцієнта зміни напору витікання b_1 для лінійної та радіальної моделей концентрації поверхневого стоку [23, 26]. Комп'ютерне моделювання виконувалося для такого діапазону зміни значень вхідних параметрів: $\alpha_{c,o} = 0-0,9$; $b_1 = 0,1-10$; $D'_c = 0,1-10$. Похибка чисельного визначення коефіцієнта регулювального об'єму становила не більше 0,1%.

Результати моделювання були відображені на графіках залежності коефіцієнта регулювального об'єму РДСВ від коефіцієнта регулювання для лінійної та радіальної моделей концентрації стоку при постійному значенні безрозмірної тривалості дощу (рис. 1.5). Для співставлення безрозмірний об'єм в обох випадках був визначений за формулою:

$$K_{рег} = W_{рег} / (Q_{r,лін} \cdot t_r). \quad (1.83)$$

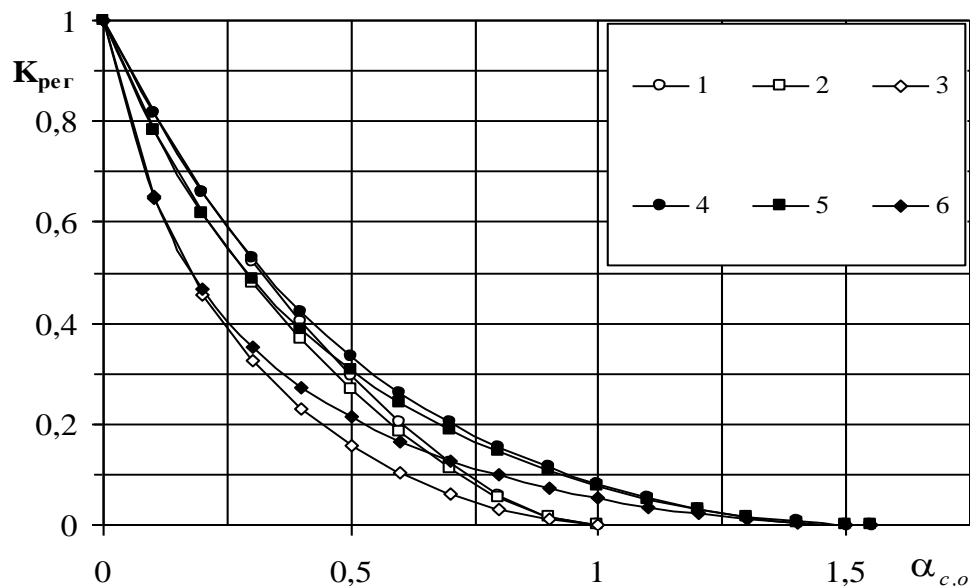


Рис. 1.5. Графіки регулювального об'єму односекційних РДСВ проточного типу при $X_0=1$, $D'_c=1$: для лінійної моделі концентрації стоку при: 1 – $b_1=0$; 2 – $b_1=1$; 3 – $b_1=10$; для радіальної моделі концентрації стоку при: 4 – $b_1=0$; 5 – $b_1=1$; 6 – $b_1=10$

Зі зростанням коефіцієнта b_I спостерігається зменшення значення безрозмірного регульовального об'єму, причому найбільше – в діапазоні середніх значень $\alpha_{c,o}$. Так, при $\alpha_{c,o}=0,2-0,8$ різниця значень $K_{рег}$ при $b_I=0$, $b_I=10$ становить більше 30%. Порівнюючи радіальну та лінійну моделі за однакових умов, спостерігаємо значно більші величини регульовальних об'ємів у радіальній моделі [29]. При $\alpha_{c,o} \geq 1$, відповідно до лінійної моделі концентрації поверхневого стоку, не виникає потреби у регульовальному збірнику, тоді як за радіальною моделлю для приймання надлишку стоку значний регульовальний об'єм є необхідним.

При $X_\delta > 1$ отримано графік суттєво схожий до того, що зображено на рис. 1.5, оскільки перший етап гідрографа має найбільший вплив на величину регульовального об'єму. На рис. 1.6 відображено графічну залежність коефіцієнта регульовального об'єму $K_{рег}$ від $\alpha_{c,o}$ при фіксованому значенні коефіцієнта $b_I=10$ та різній розрахунковій тривалості дощу.

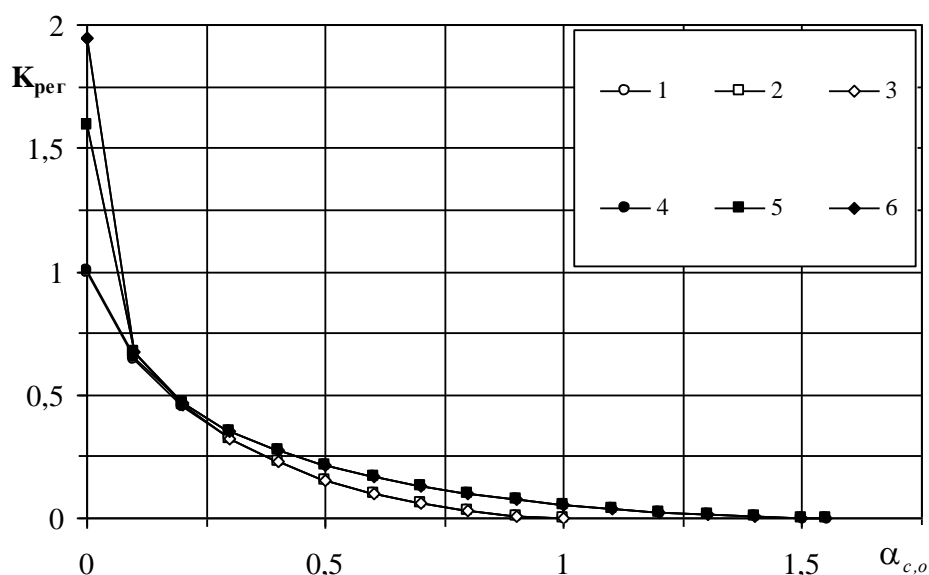


Рис. 1.6. Графіки регульовального об'єму односекційних РДСВ проточного типу для $b_I=10$: для лінійної моделі концентрації стоку: 1 – $X_\delta = 1$; 2 – $X_\delta = 5$; 3 – $X_\delta = 10$; для радіальної моделі концентрації стоку: 4 – $X_\delta = 1$; 5 – $X_\delta = 5$; 6 – $X_\delta = 10$

За значень $\alpha_{c,o}$, близьких до нуля, величина потрібного регулювального об'єму є функцією тривалості дощу та не залежить від моделі концентрації стоку. При $\alpha_{c,o} = 0,1-0,3$ залежність від тривалості дощу чи прийнятої моделі не простежується, а при $\alpha_{c,o} > 0,3$ криві за моделлю концентрації стоку розходяться, причому має місце накладання кривих одна на одну для різних значень X_0 . У діапазоні значень $\alpha_{c,o} = 0,5-1$ криві для лінійної та радіальної моделі практично паралельні, і величина безрозмірного регулювального об'єму для радіальної моделі збільшується на 5,3–6,6 % у порівнянні з лінійною [29]. Аналогічні залежності отримано для значень коефіцієнта $b_l < 10$. Якісно вони подібні до графіка на рис. 1.6, але при зменшенні b_l відбувається все більше розходження кривих для радіальної та лінійної моделей. У граничному випадку (при $b_l = 0$) різниця безрозмірних об'ємів змінюється: від 3,7% при $\alpha_{c,o} = 0,5$ до 9,7% при $\alpha_{c,o} = 0,9$. Як видно з рис. 1.6, при $b_l = 10$ вже при $\alpha_{c,o} > 0,1$ коефіцієнт регулювального об'єму не залежить від безрозмірної тривалості дощу. Аналізуючи результати чисельного експерименту, можна стверджувати, що регулювальний об'єм односекційних РДСВ проточного типу є функцією відносної тривалості дощу при малих значеннях коефіцієнтів $\alpha_{c,o}$ і b_l та лише для $X_0 < 5$. При більших значеннях відносної тривалості дощу регулювальний об'єм односекційних РДСВ є функцією початкового коефіцієнта регулювання $\alpha_{c,o}$, коефіцієнта зміни напору b_l та моделі концентрації стоку.

Результатом математичної обробки для лінійних в плані басейнів стоку є узагальнена формула для обчислення коефіцієнта об'єму односекційних РДСВ проточного типу для зазначених вище умов:

$$K_{рег} = (0,0482 \ln b_l - 0,421) \cdot \ln \alpha_{c,o} - 0,002b_l - 0,023 . \quad (1.84)$$

Для радіальних у плані басейнів стоку формула має такий вигляд:

$$K_{рег} = (0,0375 \ln b_l - 0,339) \cdot \ln \alpha_{c,o} - 0,0033b_l + 0,092. \quad (1.85)$$

Порівнюючи значення коефіцієнта регулювального об'єму $K_{рег}$ за формулами (1.84) і (1.85) для односекційних РДСВ проточного типу з відповідними результатами чисельного експерименту, можна стверджувати, що для діапазону початкового коефіцієнта регулювання, який важливий на практиці, $\alpha_{c,o}=0,2-0,6$ та при $b_I=1-10$ похибка обчислень за формулами (1.84–1.85) не перевищує 5% для лінійних та 7% – для радіальних у плані басейнів стоку.

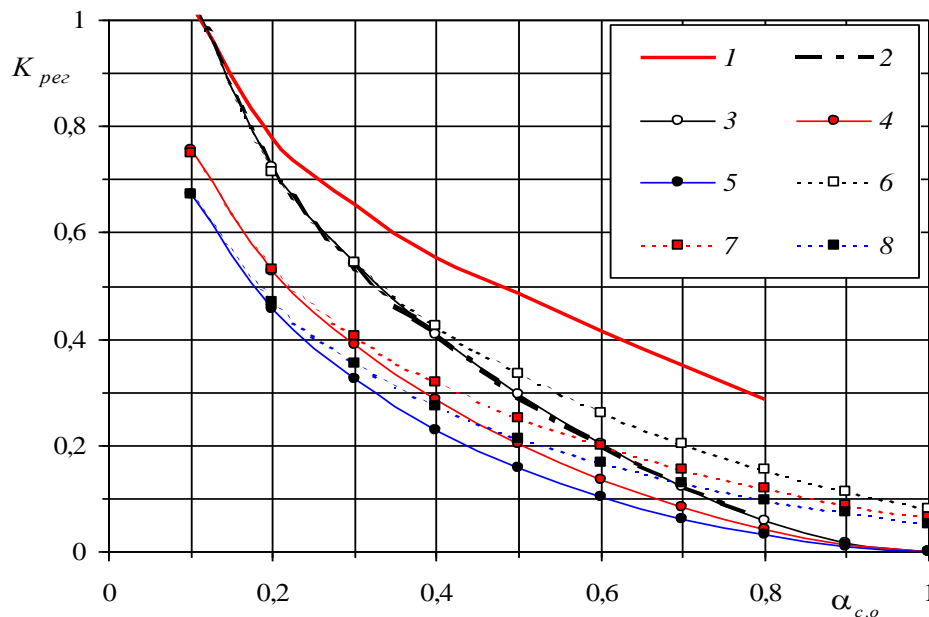


Рис. 1.7. Коефіцієнт регулювального об'єму односекційних РДСВ:

1, 2 – за методикою ЛИСИ відповідно для РДСВ проточного типу та з РК;
 3–8 – за методикою; для лінійних басейнів стоку: 3 – при $b_I=0$; 4 – $b_I=5$; 5 –
 $b_I=10$; для радіальних басейнів стоку: 6 – при $b_I=0$;
 7 – $b_I=5$; 8 – $b_I=10$ ($n=0,71$)

Співставлення значень коефіцієнтів регулювального об'єму, одержаних за згаданою методикою та за відомою методикою ЛИСИ, відображено графіком на рис. 1.7. Крива 2 для РДСВ із розділювальною камерою (РК) за методикою ЛИСИ практично накладається на криву 3 для лінійного басейну стоку і коефіцієнта зміни напору $b_I=0$ за методикою, опублікованою в [45], оскільки ці результати отримані для однакових умов: для лінійної моделі концентрації поверхневого стоку, для однакових гідрографів притоку

дошових стічних вод та без урахування зміни напору витікання, тобто значенні коефіцієнта зміни напору $b_l=0$.

1.4.4. Гідравлічний розрахунок багатосекційних РДСВ проточного типу

Між наведеним вище розрахунком двосекційних РДСВ з однією переливною та однією акумулювальною камерами та гідравлічним розрахунком багатосекційних РДСВ проточного типу принципової різниці немає. Метод гідравлічного розрахунку багатосекційних РДСВ, представлений в п.1.4.3, є універсальним для РДСВ з однією переливною та довільною кількістю акумулювальних камер за умови однакової висоти переливних стінок. Регулювальний об'єм довільного багатосекційного РДСВ чисельно є таким же як об'єм двосекційного РДСВ при таких самих значеннях вхідних безрозмірних параметрів $\alpha_{с,о}$, b_1 , D'_c і k . У цих випадках використовують наведені вище формули, графіки та таблиці для двохсекційних РДСВ, при цьому сума об'ємів усіх акумуляційних камер багатосекційного РДСВ вважається рівною об'єму акумулювальної камери аналогічного двосекційного РДСВ. При облаштуванні додаткових перегородок логічно збільшується капітальну вартість споруди, тому це має бути відповідно обґрунтоване. На рис.1.8 зображено варіант з переливними стінками різної висоти.

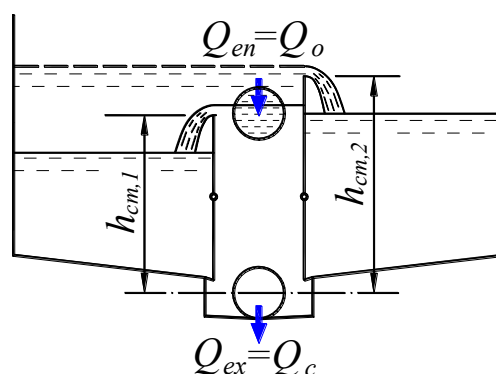


Рис. 1.8. Трьохсекційний РДСВ проточного типу з паралельним приєднанням камер і різною висотою переливних стінок

Максимально можливу висоту переливної стінки визначають за наявним перепадом позначок підвідного і відвідного трубопроводів. При $h_{cm,1} < h_{cm,2}$ (рис. 1.8) наповнення лівої акумуляційної камери відбуватиметься не при максимально можливій витраті спорожнення Q_{ex} у відвідному трубопроводі. Відтак, необхідний регулювальний об'єм такого РДСВ буде більшим, ніж у випадку однакової висоти стінок ($h_{cm,1} = h_{cm,2}$). Тому влаштування в одному регулювальному РДСВ переливних стінок різної висоти вважається недоцільним.

1.5. Загальний огляд програмних комплексів для моделювання поверхневого стоку з урбанізованих територій

Заходи з регулювання дощового стоку для забезпечення їх ефективності повинні мати відповідне наукове обґрунтування. Моделювання роботи систем дощового водовідведення пов'язане з вирішенням складного комплексу нестационарних гідродинамічних, масообмінних та теплообмінних задач. На даний момент у світі використовується біля трьох десятків програмних комплексів для моделювання кількісних та якісних характеристик дощового стоку. Нижче в алфавітному порядку наведені найбільш поширені з них.

1. AutoCAD Civil 3D – програма, розроблена компанією AUTODESK, яка базується на частковому використанні фізичних бібліотек AUTODESK Inventor у поєднанні з ключовими модулями SWMM.

2. BASINS – GIS програма, розроблена Агенцією охорони довкілля США (US EPA), яка базується на зосереджених та розосереджених джерелах стоку і використовується для розрахунків, пов'язаних з управлінням поверхневим стоком.

3. FEQ – програма для вирішення рівнянь Сен-Венана для потоків у відкритих каналах та крізь контрольні структури (розроблена гідрологічною службою США, US GS).

4. HEC-1 – програма, що перераховує величину дощових опадів у значення поверхневого стоку (розробник – HEC).

5. HSPF – (моделювання зв'язку "опадів – дощовий стік", а також моделювання якісного складу вод (розробники – US EPA та US GS).

6. HYDRAIN – (пакет комп'ютерних моделей для проектування мереж дощового та загальносплавного водовідведення, відкритих каналів, аналізу кривих вільної поверхні рідини, проектування лотків тощо (базується на рівняннях регресії US GS (розробник – FHA)).

7. SWMM – неперервне комп'ютерне моделювання кількості та якості поверхневого стоку (розробник – US EPA).

8. TR-20 – моделювання зв'язку "опадів – дощовий стік" (розробник – NRCS).

Усі комп'ютерні моделі дощового водовідведення з урбанізованих територій поділяються на одноподійні та неперервного моделювання.

Перша група моделей дозволяє визначити розрахункові характеристики дощового стоку від одного окремо взятого дощу (зливи) без врахування передісторії досліджуваного басейна стоку. Це – так звані одноподійні моделі, які дозволяють отримати гідрографи притоку для довільної точки басейна стоку чи дощової водовідвідної мережі у результаті випадання деякого умовного розрахункового дощу, що характеризується певним періодом одноразового перевищення інтенсивності.

Вихідними даними в одноподійних моделях є інтенсивність дощу, його тривалість, вид та площа території басейна стоку. При розрахунку враховуються втрати дощового стоку на початкове затримання та інфільтрацію, і в результаті отримують значення величини дощового стоку. Ці моделі реалізуються в таких комп'ютерних програмах, як HEC-1, HEC-HMS, HSPF, HYDRAIN, TR-20, TR-55 [74, 124].

Одноподійні методи моделювання дощового стоку з урбанізованих територій розглядають один окремо взятий розрахунковий дощ певної

повторюваності, тривалості та інтенсивності, що випадає на заданий басейн стоку з деякими фіксованими початковими характеристиками.

У неперервних моделях робиться спроба врахування впливу поточної розрахункової вологості ґрунтів та рівня ґрунтових вод на інтенсивність інфільтрації поверхневого стоку шляхом комп'ютерної симуляції цих показників протягом тривалих часових інтервалів з урахуванням фактичного реального ходу випадання дощів на даній території. Найбільш відомими у світі програмними комплексами, які дозволяють реалізувати неперервне моделювання дощового стоку, є SWMM, QHM, SewerGEMS.

1.6. Програмний комплекс SWMM

1.6.1. Загальні характеристики та структура SWMM

Однією з найбільш розповсюджених платформ для моделювання є SWMM. Даний програмний комплекс був вперше розроблений у 1969–1971 рр., і з того часу зазнав декілька етапів оновлення. SWMM 5 забезпечує інтегроване графічне середовище для редагування водозбірних вхідних даних, запуск гідрологічного, гідравлічного керування масштабом і якістю води в реальному часі, моделювання і перегляду результатів в різних графічних форматах. До них відносяться кольорові карти тематичного водозбору, графіки часових рядів і таблиці, профільні ділянки, розкид ділянок і статистична частота аналізів.

Програмний комплекс SWMM (модель управління дощовим стоком), розроблений агенцією США з охорони навколишнього середовища (US EPA), – це динамічна модель для симуляції дощового стоку, яка використовується для довгострокового (неперервного) моделювання гідрологічних параметрів та якісних показників дощового стоку з урбанізованих територій.

Гідрологічний компонент SWMM працює над колекцією підбасейнів для областей, розділених на водонепроникні і водопроникні ділянки і без зберігання депресії передбачає поверхневий стік і скид забруднювальних

речовин, отриманих від атмосферних опадів, втрати від випаровування і просочування кожного підбасейна.

Параметри з мінімальним впливом на зміну довкілля (LID) і найкращі експлуатаційні практики (BMP) можна змодельовати для того, щоб зменшити непроникний і проникний поверхневі стоки. Розділ маршрутизації або гідравліки з SWMM транспортує цю воду і можливі пов'язані з показниками якості води складові через систему закритих трубопроводів, відкритих каналів, пристроїв зберігання/обробки, ставків, сховищ, насосів, діафрагм, водозливів, виходів, водовідводів та інших регулюючих об'єктів.

SWMM відстежує кількість і якість потоку, що генерується всередині кожного підбасейна, швидкість і глибини потоків і показники якості води в кожній трубі та каналі протягом періоду моделювання, що складається з безлічі фіксованих або змінних кроків за часом.

SWMM здатне моделювати різні гідрологічні процеси, які генерують поверхневий стік з урбанізованих територій [126]. До них відносяться:

- зміна опадів в часі;
- випаровування у стоячій поверхневій воді;
- накопичення снігу і його танення;
- опади перехоплені зі сховища;
- інфільтрація опадів в ненасичених шарах ґрунту;
- просочування інфільтрації води в підземних шарах;
- зливання між підземними водами і водами дренажної системи;
- нелінійні резервуари маршрутизації сухопутного потоку;
- захоплення і утримання опадів/стоку з параметрами з малим впливом на зміну довкілля (LID) та різні практики реалізації.

SWMM також містить гнучкий набір можливостей гідравлічного моделювання [125], використовуваних для маршрутизації стоку і припливу зовнішніх даних через системну мережу дренажних труб, каналів, систем

зберігання даних/блоків очищення і відповідних споруд. До них належать такі можливості:

- обробка мережі необмеженого розміру;
- використання широкого спектру стандартних закритих і відкритих форм трубопроводів, а також природних каналів;
- моделювання спеціальних елементів, таких як об'єкти зберігання/обробки, подільники потоку, насоси, водозливні пристрої та отвори;
- застосування зовнішніх потоків і показників якості води як вхідних сигналів від поверхневого стоку, ґрунтових вод, опадів залежать від інфільтрації/припливу, сухої погоди і обумовлених користувачем потоків;
- використання методу кінематичної хвилі або повних методів маршрутизації потоку динамічної хвилі;
- моделювання різних режимів течії, таких як підпірна, безнапірна, течія зворотного потоку і поверхні калюж;
- застосування певних користувацьких правил динамічного управління для імітації роботи насосів, діафрагмових отворів і рівнів водозливу, гребеня.

Просторова мінливість у всіх цих процесах досягається шляхом ділення площі дослідження на колекцію невеликих однорідних областей, кожен з яких містить свою власну частку проникних і непроникних зон. Потік (трубопровід) може бути направлений між підбасейнами, або між точками входу дренажної системи.

З моменту свого створення SWMM була використана в тисячах каналізаційних та зливових досліджень по всьому світу. Типові області застосування включають в себе:

- розробку і визначення розмірів компонентів дренажної системи для боротьби з повеннями;

- запливи, відображення природних систем каналів, шляхом моделювання річкової гідравліки і пов'язаних з цим проблем затоплення, з використанням призматичних каналів;
- розробка стратегій управління для мінімізації каналізаційних переповнень (SSO);
- оцінка впливу припливу та інфільтрації на санітарні перетоки каналізаційних мереж;
- моделювання джерела генерування неточкових шкідливих речовин для досліджень розподілу навантаження відходів;
- оцінка ефективності BMP і підбасейна LID для зниження рівня забруднювачів. Rainfall-моделювання поверхневого стоку міських і сільських вододілів;
- аналіз параметрів якості води грозових, санітарних, і комбінованих каналізаційних систем;
- майстер-планування систем збору каналізаційних та міських водозбірних басейнів;
- системи оцінки, які пов'язані з правилами АООС США, включаючи дозволи NDPEs, CMOM і TMDL;
- 1D і 2D поверхні, передбачення рівнів повеней і обсягу повені.

SWMM представляє концепцію дренажної системи у вигляді ряду гідравлічних і матеріальних потоків між декількома основними екологічними середовищами. Ці потоки і об'єкти, які містить SWMM, включають в себе атмосферний блок, з якого випадають опади і забруднюючі речовини, які осідають на поверхню землі. SWMM використовує об'єкти «RainGage» для задавання опадів. Об'єкти «RainGage» можуть використовувати тимчасові ряди, зовнішні текстові файли або файли даних про опади від метеорологічних станцій. Також вони можуть задавати часові ряди з опадами загальною протяжністю в десятки і навіть сотні років [124].

Модуль поверхні землі (басейна стоку), який представлений через один або кілька об'єктів (підбасейнів) отримує атмосферні опади у вигляді дощу або снігу. Він моделює відтік у вигляді інфільтрації в ґрунтові води басейна стоку, а також поверхневого стоку і забруднюючих частин у транспортний модуль. Ґрунти отримують інфільтрацію (гідрологію) від поверхні землі і передають частину потоку назад в транспортний модуль. Цей поділ моделюється за допомогою об'єктів водоносного шару. З'єднання з транспортним модулем може бути статичним або динамічним. Витрата в транспортному модулі також просочується і випаровується.

Транспортний модуль містить мережу транспортних елементів (транспортних каналів, труб, насосів та регуляторів) і елементів зберігання/обробки, які транспортують воду (водовідводи) на очисні споруди. Приплив тут може походити від поверхневого стоку, ґрунтових вод, які зливаються, санітарного потоку під час сухої погоди, або з певних користувацьких гідрографів. Компоненти транспортного відсіку моделюються з вузлом і прив'язуються до об'єктів.

В одній моделі SWMM можуть використовуватися окремі модулі. Наприклад, можна було б використати тільки транспортний модуль, з використанням попередньо визначених гідрографів в якості вхідних сигналів.

1.6.2. Параметри гідрологічно-гідравлічної моделі поверхневого стоку

Основними параметрами моделі для підбасейнів стоку в SWMM є: шорсткість поверхні, початкова висота затримання, поздовжній похил поверхні, довжина шляху концентрації потоку. Для встановлення умов інфільтрації за методом Хортонна [114, 130, 138] потрібно знати початкову та кінцеву швидкість інфільтрації та коефіцієнт зменшення швидкості інфільтрації в часі k . А при моделюванні інфільтрації дощового стоку за методом Гріна-Емпта (Green-Ampt) [96, 97, 113] – гідравлічна провідність, початковий дефіцит вологи і всмоктування; для трубопроводів – коефіцієнт шорсткості Маннінга; для якості води – коефіцієнти функції розгойдування та коефіцієнти розкладання першого порядку. Область дослідження можна

розділити на будь-яке число індивідуальних підбасейнів, кожний з яких стікає в одну точку. Такі області можуть мати розміри від кількох квадратних метрів до сотень гектарів. SWMM використовує часові дані про опади в якості вхідних даних і може реалізовувати моделювання як для окремих дощів (одноразове моделювання), так і в неперервному режимі протягом довільної кількості років [126].

У програмному комплексі SWMM 5 є можливість моделювання різних гідрологічних процесів, які охоплюють поверхневі і підземні стоки з міських районів. До них належать:

- випаровування поверхневих водойм і стоячих поверхневих вод на вододілах;
- снігопаду, накопичення снігу і танення;
- інфільтрація опадів в ненасичених шарах ґрунту;
- просочування інфільтраційних вод в підземні шари;
- злиття між підземними водами, трубами і канавами.

1.6.3. Маршрутизація потоків у SWMM

Маршрутизація типу "Сталий потік" являє собою найпростіший тип маршрутизації з усіх можливих, що в межах кожного обчислювального часового кроку приймає потік сталим та рівномірним. Таким чином, цей тип маршрутизації відображає рух води з одного кінця трубопроводу вниз по потоку, до кінця розрахункової ділянки без затримки в часі або зміни форми. Цей тип маршрутизації не враховує регульовальної здатності трубопроводів, вхідних та вихідних ефектів, явища реверсування потоку або врахування напірного режиму. Ця форма маршрутизації не чутлива до часового кроку і таке моделювання придатне лише для попереднього аналізу з використанням довгострокових рядів спостережень у режимі неперервного моделювання [126].

Маршрутизація типу "Кінематична хвиля" для кожної з ділянок трубопроводу вирішує рівняння нерозривності руху разом із спрощеною формою рівняння імпульсу. Цей тип маршрутизації дозволяє враховувати

зміни параметрів трубопроводних потоків як в просторі, так і в часі. Це загалом зумовлює зменшення максимумів гідрографів стоку та їх затримання в часі. Однак ця форма маршрутизації не може пояснити вхідні та вихідні ефекти, реверсування потоку, а також адекватно описати напірний режим течії в мережі. Моделювання за рівняннями кінематичної хвилі є чисельно стійким для помірно великих часових кроків (порядку 1–5 хвилин). Якщо вищезгадані ефекти не є істотними, то цей тип маршрутизації є достатньо точним і ефективним, особливо для тривалого моделювання.

Маршрутизація "динамічна хвиля" вирішує повні одновимірні рівняння Сен-Венана, а, отже, дає теоретично найточніші результати. Ця система рівнянь складається з рівняння нерозривності руху, рівняння імпульсу для трубопроводів та рівняння балансу витрат у вузлах мережі. За допомогою цього виду маршрутизації можна моделювати напірний режим течії у трубопроводах, що дозволяє враховувати збільшення пропускної здатності трубопроводу при підтопленні вище розташованих колодязів мережі.

Динамічна маршрутизація дозволяє враховувати регульовальну здатність трубопроводів, ефекти входу та виходу, реверсування потоку та напірні режими течії. Таким чином, метод динамічної хвилі може бути застосований до будь-якої загальної компоновки водовідвідної мережі. Цей метод особливо актуальний для моделювання водовідвідних систем у випадку випадання коротких та високо інтенсивних дощів, що зумовлює швидку зміну в часі ступенів наповнення окремих ділянок мережі, швидкий перехід окремих ділянок в напірний режим та ефекти підтоплення. При динамічній маршрутизації доцільно використовувати мінімальні часові інтервали моделювання – одна хвилина і менше.

1.6.4. Комплексна гідрологічно-гідравлічна модель у SWMM

Одне з найбільших досягнень в SWMM 5 була інтеграція блоку гідрології урбанізованих територій з гідравлічними розрахунками дренажної мережі. Цей прогрес є величезним кроком вперед у порівнянні з окремими гідрологічними та гідравлічними розрахунками у попередніх версіях SWMM,

оскільки вона дозволяє концептуально моделювати ті ж взаємодії, які відбуваються фізично в реальних умовах.

SWMM 5 обчислює поверхневий стік, підземну гідрологію з врахуванням поточних кліматичних даних. Версія SWMM 5.1 дозволяє моделювати зміну клімату на глобальному рівні, а саме зміну кількості опадів, температури та інтенсивності випаровування за допомогою щомісячних коригувань [126].

Блок розробки заходів з регулювання поверхневого стоку з метою мінімізації впливу на довкілля (LID) був вперше введений у версії SWMM 5.0, а у версії SWMM 5.1 відповідні характеристики включені до властивостей підбасейнів стоку, що дозволяє в процесі моделювання виконувати уточнення факторів переповнення, інфільтрації потоку і випаровування в резервуарах дощових стічних вод, на удосконалених пористих водопроникних поверхнях, у системах «зелених» дахів, дощових садів та фільтраційних траншей [124, 126]. Заходи, що відповідають концепції LID, широко використовуються для опису проектів розпланування міської території та інженерного проектування управління дощовим стоком.

В останні роки багато штатів в США впроваджують концепції та стандарти LID для скорочення шкідливого впливу забруднених поверхневих стічних вод на довкілля в усіх нових будівельних проектах.

Концепція LID для кожного конкретного басейна стоку може бути реалізована багатьма способами. Кожен тип LID має обмеження по типу процесу, дозволеного до реалізації в SWMM 5. Для кожного підбасейна стоку можна задати декілька засобів LID.

У 2013 році EPA було розроблено Національний калькулятор дощового стоку, що є настільним додатком для Windows, який оцінює річний обсяг дощової води і частоти стоку з конкретного майданчика в будь-якому місці в США. Оцінки базуються на місцевих ґрунтових умовах, даних щодо ґрунтово-рослинного покриття та історичних записів випадання опадів. Калькулятор звертається до кількох національних баз даних, які зберігають

дані про ґрунт, рельєф, опади, а також інформацію щодо інтенсивності випаровування для вибраної ділянки [125].

Користувач вводить інформацію про рослинний покрив майданчика і вибирає типи засобів LID-контролю, які він хоче застосувати. Функції управління LID в SWMM 5.1 включають в себе наступні типи «зеленої» інфраструктури: зелені насадження, дощові сади (Rain gardens), «зелені» дахи (Green roofs) та фільтраційні траншеї (Infiltration trenches).

1.7. Мета роботи та задачі досліджень

Моделювання процесів управління дощовим стоком з урбанізованих територій на стадії проектування має важливе значення для забезпечення комплексної надійності систем водовідведення населених пунктів України в умовах постійного наростання тенденцій урбанізаційних процесів та з урахуванням глобальних змін кліматичних параметрів. Визначальним фактором для розроблення та імплементації адекватних практичних планів з управління поверхневим стоком є його науково-обґрунтоване моделювання, яке здійснюється відповідно до кліматичних характеристик і параметрів басейна стоку з урахуванням діапазонів їх прогнозованої зміни в часі.

Моделювання поведінки поверхневого стоку з урбанізованих територій є складною багатофакторною проблемою. Обґрунтовано, що достовірні результати моделювання складних дощових водовідвідних мереж з наявністю регулювальних споруд можна отримати лише з застосуванням багатофакторних чисельних моделей, які реалізуються за допомогою відповідних комп'ютерних програм.

Аналіз вказує на те, що найбільш використовуваним на сьогодні у світі інструментом для комп'ютерного моделювання роботи систем дощового водовідведення на урбанізованих територіях є програмний комплекс SWMM, розроблений Агенцією з охорони довкілля США (US EPA). Перевагами SWMM є широкий спектр імплементованих моделей, універсальність та простота використання.

Разом з тим, SWMM використовує ряд спрощених підходів до моделювання гідрологічно-гідравлічних характеристик систем дощового водовідведення. Зокрема, для моделювання первинних гідрографів стоку з окремих підбасейнів стоку використовується наближений метод нелінійного резервуару, в якому підбасейн довільної форми в плані умовно розглядається як рівновеликий за площею прямокутник з довжиною, рівною радіусу концентрації поверхневого потоку, а похил підбасейна у напрямку до дощоприймача припускається однаковим у всіх його точках. Такі спрощення призводять до відчутних похибок при моделюванні дощового стоку вже на перших в напрямку течії ділянках водовідвідної мережі, накопичуючись по її довжині та спричиняючи суттєві неточності при моделюванні стоку з басейнів достатньо великої площі, та зумовлюючи необхідність виконання процедури калібрування моделі на підставі репрезентативних даних натурних вимірювань.

Метою дисертаційної роботи є розроблення нових і удосконалення відомих гідрологічно-гідравлічних методів моделювання роботи систем дощового водовідведення за наявності регулювання стоку.

Об'єктом досліджень у роботі є потоки дощових стічних вод, що формуються на поверхні басейна стоку, а також у водовідвідних мережах і спорудах.

Предмет досліджень – методи розрахунку гідрографів стоку дощових стічних вод з урбанізованих басейнів стоку з врахуванням регулювального впливу окремих елементів систем дощового водовідведення.

Відповідно до мети дисертаційної роботи сформульовано наступні задачі дослідження: проаналізувати існуючі методи гідрологічного та гідравлічного моделювання дощового стоку з урбанізованих територій; удосконалення математичних моделей формування та транспортування дощового стоку з урахуванням впливу регулювальних споруд; чисельне моделювання гідрографів дощового стоку; експериментальна верифікація запропонованих у роботі математичних моделей та методів.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДОЛОГІЯ ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Загальна методика виконання дисертаційного дослідження

Для досягнення мети та вирішення задач дисертаційної роботи було застосовано комплекс теоретичних та експериментальних методів дослідження.

Розроблений у даній дисертаційній роботі комплекс наукових підходів, моделей є теоретично обґрунтованими, а висновки, рекомендації та їх достовірність підкріплено результатами чисельних і фізичних експериментів, що були виконані із застосуванням сучасних методів теоретичних і експериментальних досліджень у галузі будівництва та цивільної інженерії.

2.2. Методика виконання теоретичних досліджень та чисельних експериментів

Основними кількісними параметрами гідрографів дощових стічних вод з високо урбанізованих басейнів стоку є час концентрації та максимальна (розрахункова) витрата. Під час теоретичного дослідження та комплексного аналізу процесу, процес побудови гідрографів притоку був трансформований до задачі пошуку та аналізу узагальнених гідрографів, представлених у безрозмірних координатах.

Основними аспектами для пошуку, дослідження та аналізу є функціональні залежності безрозмірної витрати дощових стічних вод, які віднесені до розрахункової витрати, від безрозмірного часу, віднесеного до часу концентрації стоку, для характерних етапів гідрографа. Для урбанізованих басейнів стоку довільної форми у плані гідрографи містять три характерні етапи: 1) від початку дощу до часу концентрації; 2) від часу концентрації стоку до кінця випадання дощу; 3) від кінця випадання дощу до припинення стоку в розрахунковому перерізі.

Встановлення параметрів, що впливають на узагальнені трендові характеристики та форму безрозмірного гідрографа притоку, є надзвичайно важливою задачею для теоретичного дослідження та комп'ютерного моделювання.

Враховуючи велику кількість факторів впливу та комплексний кросфакторний взаємний вплив між ними, залежності гідрографа притоку дощових стічних вод з урбанізованих басейнів стоку від кліматичних, топографічних, геодезичних та конструктивно-інженерних факторів, виникає гостра необхідність у розробці програмного комплексу для моделювання процесів зміни притоку в часі для заданих конкретних умов з допомогою комп'ютерних ресурсів.

У процесі теоретичних досліджень широкого використання набули чисельні методи. Комп'ютерний аналіз чисельних експериментів проводився розробленими програмами, що реалізувалися, в основному, на платформі Microsoft Excel з використанням розширення Power Pivot.

2.3. Принципи фізичного моделювання гідрографів стоку

Для якісного фізичного моделювання поверхневих потоків слід особливо зосередитись на часі поверхневої концентрації та величині розрахункової витрати, що є основними параметрами, які знаходяться при розрахунку гідрографів притоку дощових стічних вод. У попередньому розділі було отримано та проаналізовано нові теоретично обґрунтовані залежності для обчислення часу поверхневої концентрації та максимальної розрахункової витрати дощових стічних вод з довільних у плані урбанізованих басейнів стоку. Також було враховано зміну швидкості поверхневої течії по довжині басейна стоку, а також зворотній взаємозв'язок між тривалістю випадання дощу, його інтенсивністю та часом концентрації.

Також було проаналізовано процеси поверхневої концентрації для басейнів стоку з різними похилами, для яких були отримані залежності для

визначення часу поверхневої концентрації.

Для комплексної перевірки результатів, отриманих з допомогою теоретичних досліджень, було запроектовано і змонтовано експериментальну установку – фізичну модель квадратного в плані повністю водонепроникного підбасейна стоку. Модельний підбасейн стоку прийнятий зі співвідношенням довжини до ширини 1:1, що дозволяє виконати емпіричну перевірку гідрографів поверхневого стоку для найбільш невідповідної з гідравлічної точки зору конфігурації підбасейна в плані.

Початкові умови для моделювання поверхневого стоку були наступними: інтенсивність модельного дощу – однакова по всій території підбасейна стоку і незмінна в часі; коефіцієнт стоку – постійний по площі та незмінний у часі. Компонування та конфігурація усіх фізичних параметрів (довжина, ширина басейна стоку та ін.) досліджуваної моделі було виконано згідно із законами теорії подібності та принципами гідродинамічного моделювання.

Базовим критерієм динамічної подібності прийнято критерій Фруда, як основний критерій гідродинамічної подібності за переважання сили тяжіння [58, 60, 65]. Враховуючи особливості гідродинамічного моделювання за критерієм Фруда, а також характерні особливості натурних поверхневих потоків, було прийнято рішення щодо спотворення вертикального геометричного масштабу моделі ($C_H \neq C_L$). Також для моделювання мілких поверхневих потоків спотворення вертикального і горизонтального масштабів допускається так, щоб на моделі співвідношення ширини і глибини потоку було не меншим 6 [58]. Відповідно до результатів, які були представлені в роботі Сабанєєва [58], спотворення масштабів має бути обмежене умовою $R \approx h$. Запроектована експериментальна модель натурального підбасейна стоку повністю відповідає цим вимогам.

Наступною ключовою умовою для коректного моделювання є кінематична подібність потоків, тобто подібність середніх швидкостей у відповідних перерізах потоку. Враховуючи те, що гідравлічні похили і

коефіцієнти шорсткості поверхні модельного підбасейна стоку приймалися такими ж, як у природі, тобто $I_m = I_n$, $n_{l,m} = n_{l,n}$, було прийнято, що глибини потоків на модельному та натурних підбасейнах стоку у відповідних перерізах повинні бути однаковими:

$$C_H = 1. \quad (2.1)$$

Число Фруда для відкритих потоків

$$Fr = \frac{V^2}{gH}, \quad (2.2)$$

звідки для досягнення подібності за критерієм Фруда ($Fr_n = Fr_m$) впливає умова, що масштаб швидкостей:

$$C_V = C_H^{1/2} = 1. \quad (2.3)$$

Отже, для прийнятого спотворення вертикального масштабу для дотримання динамічної подібності за критерієм Фруда необхідно, щоб середні швидкості потоку у відповідних перерізах на моделі і на природі були однаковими. Тоді

$$C_{Fr} = \frac{C_V^2}{C_g C_H} = 1. \quad (2.4)$$

Другою важливою умовою для моделювання гідравлічних явищ є подібність режиму руху потоків. Оскільки відповідні глибини натурних та модельних потоків приймалися однаковими, а гідравлічний радіус для мілких широких потоків $R = h$, то при однакових значеннях середньої швидкості потоку та кінематичної в'язкості рідини автоматично виконується також умова рівності в природі та на моделі критерію Рейнольдса ($Re_n = Re_m$):

$$Re = VR/\nu, \quad (2.5)$$

$$C_{Re} = \frac{C_V C_H}{C_\nu} = 1. \quad (2.6)$$

Таким чином, одночасно забезпечується подібність натурального і модульованого потоків як за критерієм Фруда, так і за критерієм Рейнольдса.

Оскільки об'ємна витрата дощу прямопропорційна до інтенсивності його випадання та площі басейна стоку, то масштаб відповідної витрати:

$$C_{Q_0} = C_\psi C_q C_L^2. \quad (2.7)$$

З іншого боку, об'ємна витрата поверхневого стоку є пропорційною до середньої швидкості потоку та площі його живого перерізу. Масштаб об'ємної витрати натурального та модельного потоків у відповідних перерізах:

$$C_{Q_{\text{п}}} = \frac{Q_n}{Q_m} = \frac{V_n B_n h_n}{V_m B_m h_m}, \quad (2.8)$$

тобто масштаб витрати поверхневої компоненти стоку:

$$C_{Q_n} = C_V C_L C_h. \quad (2.9)$$

Відповідно до формули Шезі, при визначенні швидкісного множника за формулою Маннінга:

$$C_V = (C_h)^{2/3}, \quad (2.10)$$

при масштабному коефіцієнті глибини $C_h = 1$ дає масштаб швидкості $C_V = 1$, що узгоджується з отриманим вище значенням масштабу швидкості, виходячи з рівності в натурі та на моделі критерію Фруда.

З виразу (2.9) випливає, що масштаб поверхневого потоку повинен дорівнювати лінійному масштабу моделі:

$$C_{Q_n} = C_L. \quad (2.11)$$

Оскільки, згідно з раціональним методом, об'ємна витрата дощового стоку – прямопропорційна до інтенсивності випадання дощу, площі басейна стоку та коефіцієнта стоку, то при однакових значеннях коефіцієнта стоку у натурі та на моделі ($\psi_n = \psi_m$) необхідний масштаб інтенсивності дощу:

$$C_q = \frac{C_Q}{C_\psi C_L^2} = \frac{1}{C_L}, \quad (2.12)$$

тобто інтенсивність випадання дощу на моделі повинна бути в C_L разів більшою за відповідне натурне значення.

Наступним важливим етапом при фізичному моделюванні є витікання поверхневого стоку крізь дощоприймальний отвір до дощової водовідвідної мережі, для якого характерні два режими роботи: безнапірний і напірний.

Основним режимом роботи горизонтального дощоприймача є напірний режим, при якому пропускна здатність дощоприймача:

$$Q_{dn} = \mu \omega \sqrt{2gH_0} \quad (2.13)$$

де μ – коефіцієнт витрати; ω – площа дощоприймального отвору; H_0 – напір безпосередньо в місці розташування дощоприймача.

Тоді масштаб витрати крізь дощоприймач в напірному режимі:

$$C_{Q_{dn}} = C_{\omega} C_h^{0,5}. \quad (2.14)$$

Для адекватності результатів фізичного моделювання, масштаб витрати крізь дощоприймач повинен дорівнювати масштабам об'ємної витрати дощу та витрати поверхневого стоку:

$$C_{Q_0} = C_{Q_n} = C_{Q_{dn}} = C_L, \quad (2.15)$$

звідки отримано масштаб площі дощоприймального отвору:

$$C_{\omega} = C_L. \quad (2.16)$$

При безнапірному режимі роботи дощоприймача, останній, з гідравлічної точки зору, працює як водозлив з особливо широким порогом; його пропускна здатність згідно з рекомендаціями Курганова [55, 56, 57]:

$$Q_{dn} = 1,48 l_{\text{вз}} H^{1,5} \quad (2.17)$$

де $l_{\text{вз}}$ – довжина водозливного фронту.

Враховуючи, що довжина водозливного фронту визначається як дуга навколо дощоприймача на відстані $5H$ від його країв, то масштаб довжини водозливного фронту дорівнює лінійному масштабу моделі C_L . Таким чином, масштаб витрати крізь дощоприймач в безнапірному режимі також дорівнює C_L , тобто дорівнює масштабу всіх інших витрат.

Для коректного моделювання процесу випадання дощу необхідно виконати узгодження часових масштабів. З одного боку, за визначенням часовий масштаб:

$$C_t = C_L / C_V, \quad (2.18)$$

що при значенні $C_V = 1$ дає $C_t = C_L$, тобто тривалість випадання дощу та час течії модельного поверхневого потоку на відповідних ділянках має бути в C_L разів меншим, ніж у природі. З іншого боку, за модифікованим методом кінематичної хвилі [74] час поверхневої концентрації:

$$t_{con} = \frac{L_{con}^{0,6} n_1^{0,6}}{\Psi_{mid}^{0,4} q_o^{0,4} i_o^{0,3}}, \quad (2.19)$$

звідки масштаб часу поверхневої концентрації стоку:

$$C_{tcon} = C_L^{0,6} / C_q^{0,4}, \quad (2.20)$$

що при $C_q = 1/C_L$ також дає $C_{tcon} = C_L$.

Базуючись на вищенаведених результатах, виконано обґрунтування лінійного масштабу фізичної моделі, що відповідає типовим підбасейнам стоку з дощоприймачем в кутовій нижній точці. Запроектовано та виготовлено фізичну модель підбасейна стоку квадратної в плані форми, що дає можливість виконувати фізичне моделювання роботи відповідних натурних підбасейнів з дотриманням законів гідродинамічної подібності для значень лінійного масштабу у діапазоні $C_L = 10-30$. Відповідні значення масштабів інших величин наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Зведена таблиця масштабів величин на фізичній моделі

№	Назва фізичної величини	Масштабний коефіцієнт	Діапазон значень
1	Довжина і ширина	C_L	10–30
2	Площа підбасейна стоку	$C_F = C_L^2$	100–900
3	Коефіцієнт стоку	$C_\psi = 1$	1
4	Глибина потоку	$C_H = 1$	1
5	Середня швидкість потоку	$C_V = C_H^{1/2} = 1$	1
6	Об'ємна витрата дощу	$C_{Qo} = C_\psi C_q C_L^2 = C_L$	10–30
7	Об'ємна витрата поверхневого потоку	$C_{Qn} = C_V C_L C_h = C_L$	10–30
8	Об'ємна витрата крізь дощоприймальний отвір	$C_{Qdn} = C_\omega C_h^{0,5} = C_\omega$	10–30
9	Площа дощоприймального отвору	$C_\omega = C_L$	10–30
10	Інтенсивність дощу	$C_q = 1/C_L$	0,033–0,1
11	Часовий масштаб	$C_t = C_L$	10–30
12	Об'єм дощового стоку	$C_W = C_Q C_t = C_L^2$	100–900
13	Критерій Фруда	$C_{Fr} = C_V^2 / (C_g C_H) = 1$	1
14	Критерій Рейнольдса	$C_{Re} = C_V C_H / C_v = 1$	1

2.4. Експериментальна установка для дослідження гідравлічних аспектів регулювання дощового стоку

Для експериментального дослідження гідрографів притоку дощових стічних вод було запроектовано і змонтовано експериментальну установку – фізичну модель типового підбасейна стоку. Вона дозволяла виконувати експериментальні дослідження гідрографів притоку для різних характеристик дощу (інтенсивності, тривалості, та ін.) та фізичних параметрів у плані підбасейна стоку (похил, площа, тип поверхневого покриття та ін.).

Дослідна експериментальна установка складається з: напірного трубопроводу PP-R; розподільної гребінки; чотирьох розприскувачів; збірної лотка; приймального резервуара; електронної ваги AXIS BDU-60; цифрового інтерфейсу RS-232; персонального комп'ютера (ЕОМ) (рис. 2.1). Детальний опис обладнання наведено у специфікації (табл. 2.2).

Для монтажу напірного трубопроводу 1 використано поліпропіленові труби марки PP-R ($D = 40 \times 6,7$ мм; $L = 12,0$ м.). За допомогою розподільної гребінки та чотирьох гнучких шлангів ($D = 12 \times 2,0$ мм; $L = 1,5$ м) вода надходила до чотирьох розбризкувальних елементів (розприскувачів). Така конструкція дає змогу імітувати дощ постійної в часі та по площі інтенсивності. Далі вода збірним лотком (модельним басейном стоку) 2 крізь дощоприймальний отвір 11 стікала у приймальний резервуар 10 (об'ємом 65 л). Збірний лоток 2 довжиною та шириною 1500 мм був виконаний з водостійкої фанери; габаритні розміри модельного підбасейна стоку: $1500 \times 1500 \times 375$ мм.

Електронна вага марки AXIS BDU-60, на якій знаходився приймальний резервуар, дозволяла обчислювати масу рідини у ньому з максимальною похибкою ± 10 г. Через цифровий інтерфейс RS-232 вага була з'єднана з комп'ютером. Це давало змогу отримувати значення маси притоку через кожні 0,125 секунди у вигляді файлу даних у форматі *txt*.

Специфікація експериментальної установки фізичної моделі басейна стоку

№	Назва	Кількість	Примітки
1	Модель басейна стоку	1 шт.	розміри 1525×1525×375 мм, водостійка фанера $\delta = 12$ мм
2	Насос Wilo JET 9-4	1 шт.	$Q_{max} = 150$ л/хв.; $H_{max} = 45$ м; $N_{об} = 1,5$ кВт; $n = 2850$ хв ⁻¹
3	Вентиль прямий	1 шт.	DN = 25 мм; PN16
4	Напірний трубопровід PP-R	12 м.п.	$D = 40 \times 6,7$ мм; $L = 12,0$ м
5	Кульовий кран	1 шт.	DN = 25 мм; PN16
6	Гребінка розподільна	1 шт.	4 вих.; DN = 25 мм
7	Гнучкі шланги	4 шт.	$D = 12 \times 2,0$ мм; $L = 1,5$ м
8	Розприскувачі	4 шт.	Cellfast Economic (52-420)
9	Дощоприймальний отвір	1 шт.	змінного розміру
10	Приймальний резервуар	1 шт.	ПП ємкість, $W = 65$ дм ³
11	Електронна вага	1 шт.	AXIS BDU-60
12	Цифровий інтерфейс	1 шт.	RS-232
13	Комп'ютер	1 шт.	

Фотографії змонтованої експериментальної установки та її окремих елементів подані на рис. 2.2.

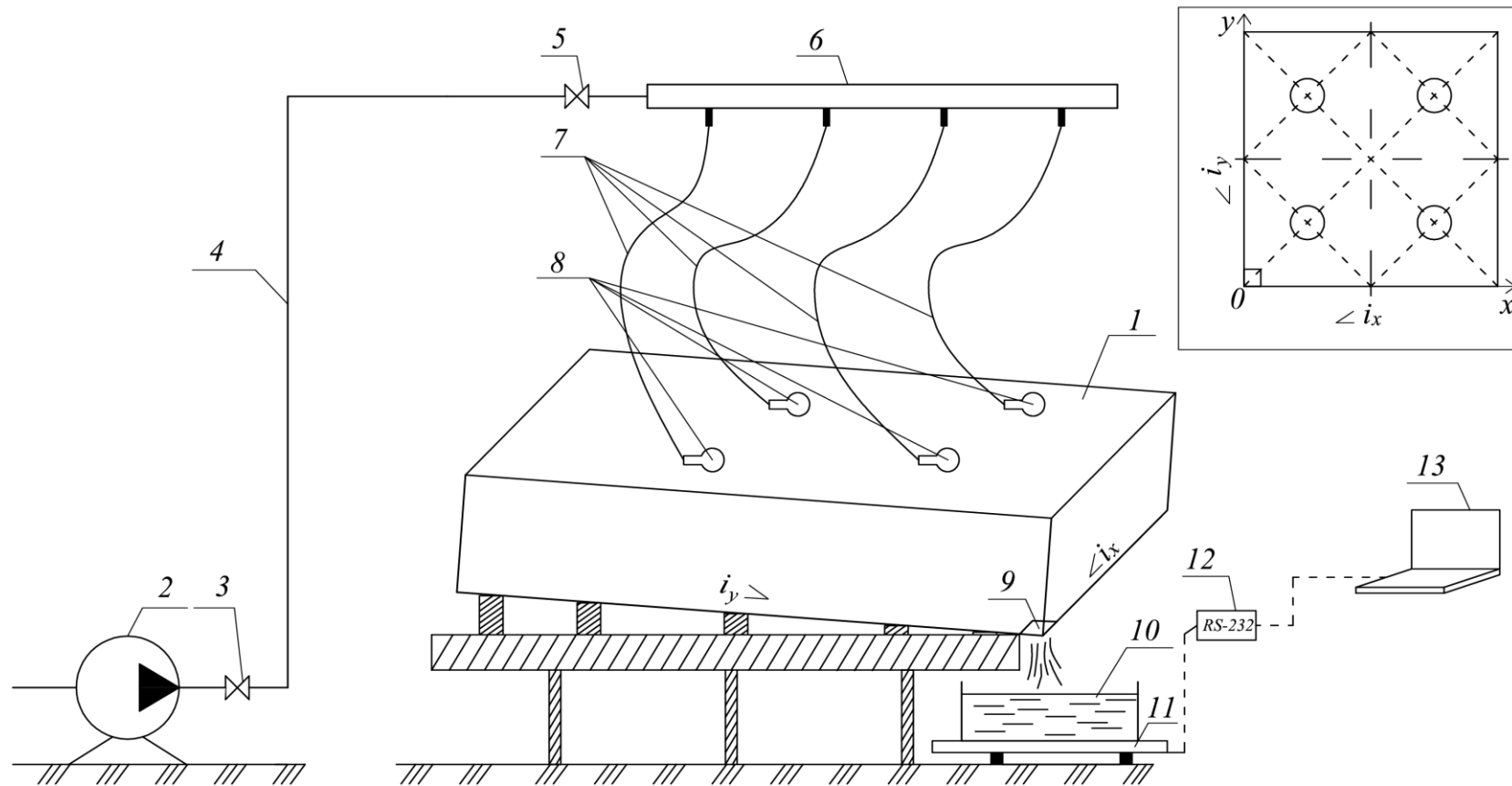


Рис. 2.1. Схема експериментальної установки – фізичної моделі квадратного в плані підбасейна стоку:
 1 – модель підбасейна стоку; 2 – насос Wilo JET 9-4; 3 – вентиль прямий; 4 – напірний трубопровід PP-R;
 5 – кульовий кран; 6 – гребінка розподільна; 7 – гнучкі шланги; 8 – розприскувачі; 9 – дощоприймальний отвір;
 10 – дощоприймальний резервуар; 11 – електронна вага марки AXIS BDU-60;
 12 – цифровий інтерфейс RS-232; 13 – комп'ютер

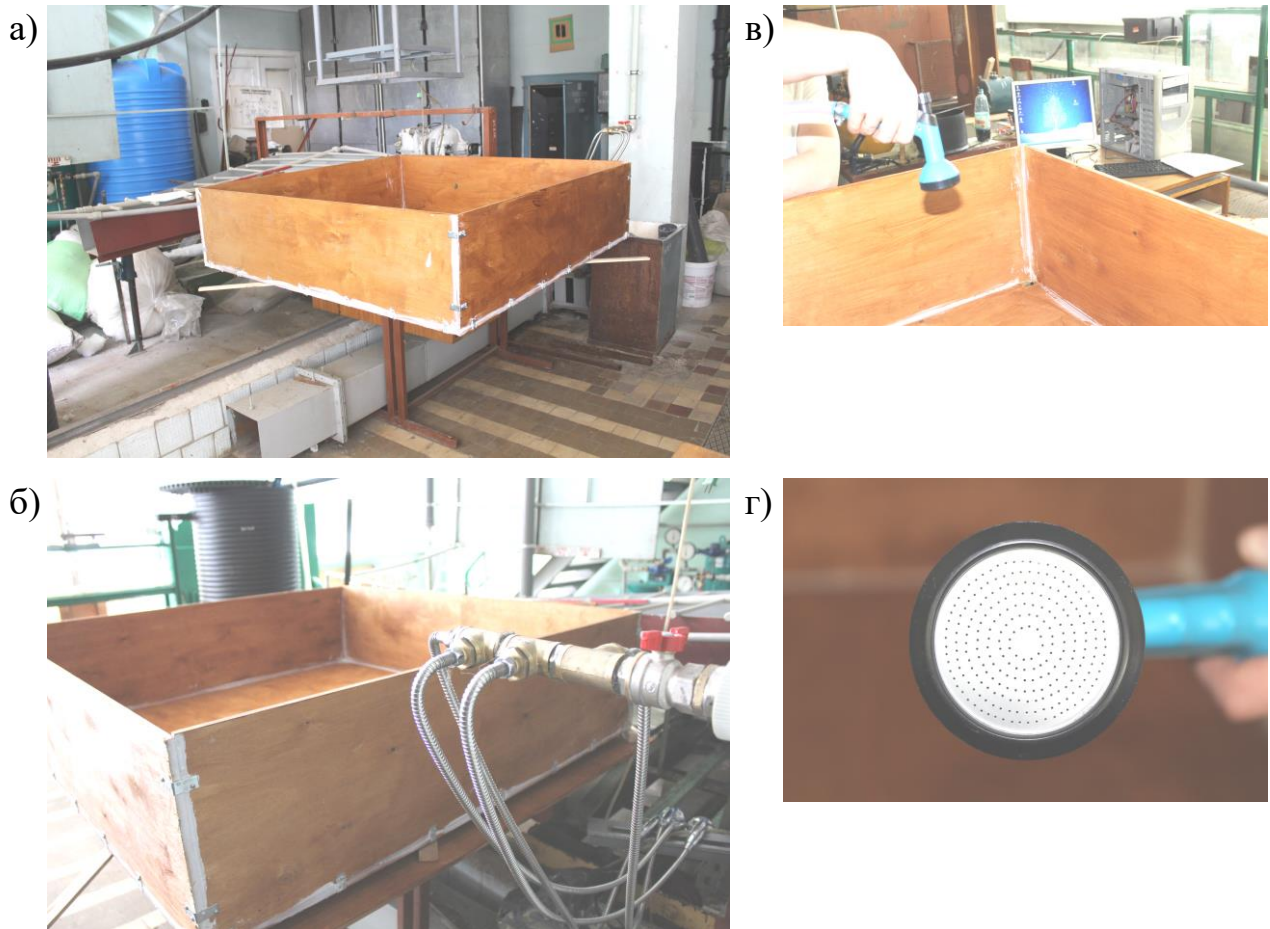


Рис. 2.2. Фізична модель басейна стоку

Для можливості реалізації на моделі типових висотних схем використовувалася система опорних рейок різної висоти, які кріпилися до горизонтальної масивної основи. У роботі було досліджено гідрографи стоку для трьох найбільш типових висотних схем (рис. 2.3–2.5). Характерною особливістю висотних схем №2 та №3 є різний поздовжній похил у різних напрямках.

При зміні висотної схеми на плоскій горизонтальній жорсткій основі закріплювали рейки різної товщини відповідно до схем, наведених на рис. 2.3–2.5. Рейки утворювали каркас, на який опирався модельний басейн стоку. Похил вздовж осі x приймали у всіх серіях рівним $i_x=0,01$, а похил i_y – від 0,005 до 0,02.

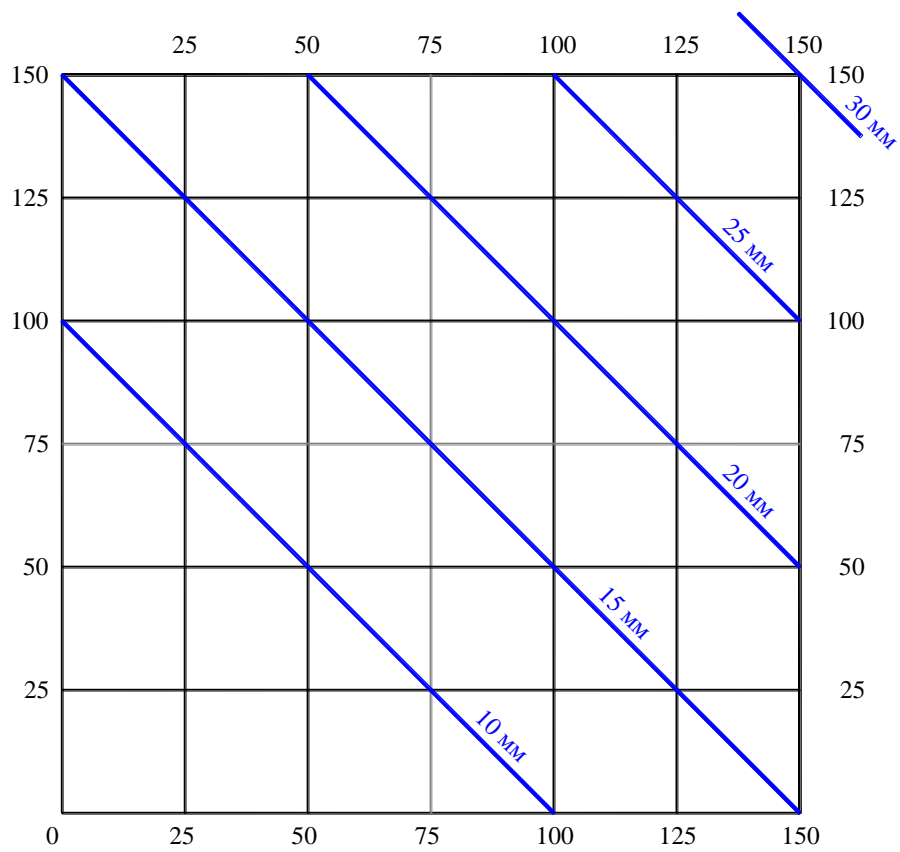


Рис. 2.3. Висотна схема №1 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,01$)

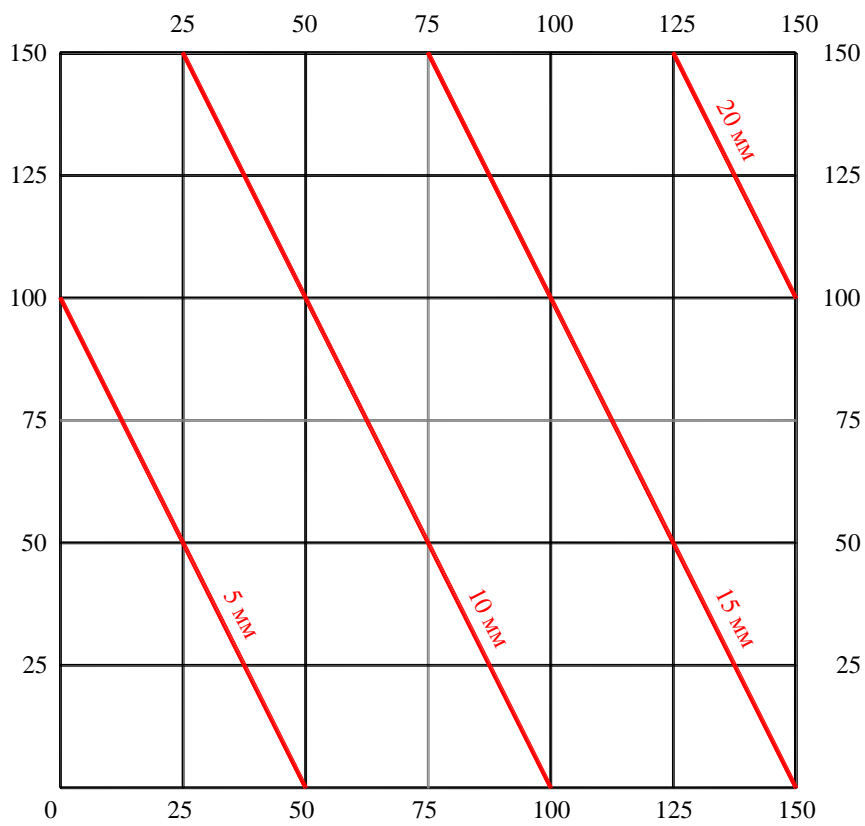


Рис. 2.4. Висотна схема №2 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,005$)

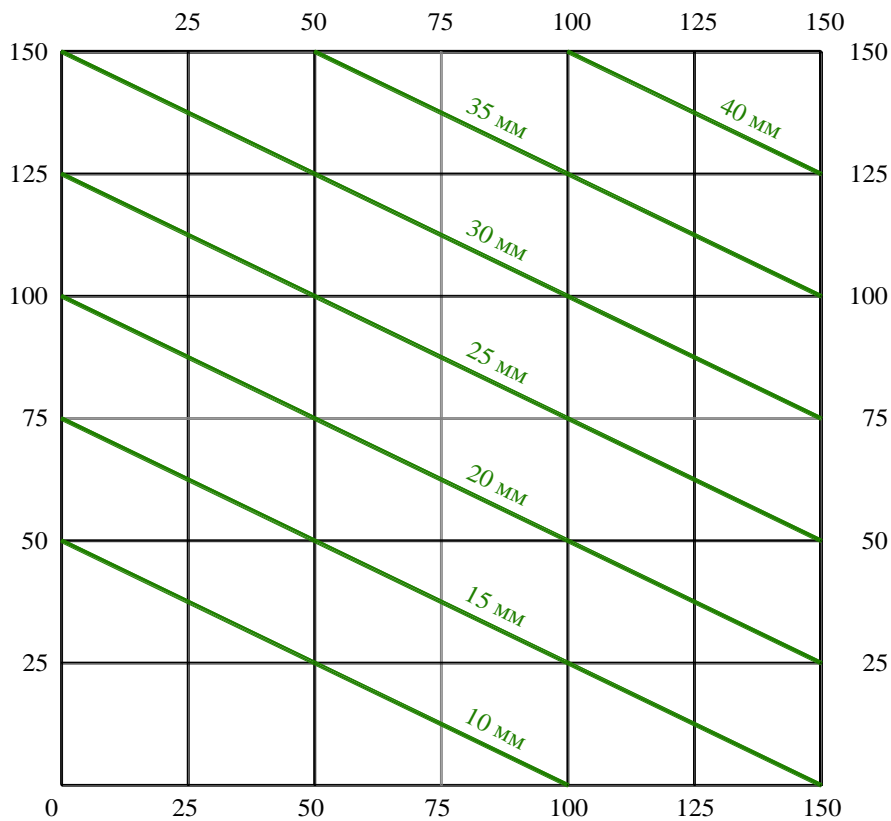


Рис. 2.5. Висотна схема №3 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,02$)

2.5. Методика виконання експериментальних досліджень

Під час виконання експериментальних досліджень на лабораторній установці (моделі квадратного повністю водонепроникного басейна стоку) аналізувалась динаміка притоку дощових стічних вод до дощоприймального отвору, а також динаміка зміни витрати дощової води крізь дощоприймальний отвір. Зокрема аналізувалися наступні параметри: час поверхневої концентрації, зміна витрата дощової води крізь дощоприймальний отвір і загальний об'єм дощового стоку.

Досліди з визначення основних параметрів гідрографів притоку виконувались в наступній послідовності.

- Відкриттям кульового крана воду з напірного трубопроводу подавали у розподільний трубопровід. Таким чином, імітувався дощ з однаковою по всій площі басейна стоку і постійною в часі інтенсивністю.
- Далі вода потрапляла до розприскувачів, струмені з яких у свою чергу

направлялись в перехоплювальний лоток (таким чином, об'єм води, який пройшов крізь розприскувальні елементи до початку досліду, відводився у лоток і не попадав на поверхню басейна стоку).

- Після стабілізації інтенсивності роздачі води з розприскувальних елементів (вирівнювання витрати крізь всі насадки), струмені з розприскувачів одночасно по команді направлялись на поверхню модельного басейну стоку (на поверхню лабораторної установки).

- Одночасно на комп'ютері запускали програмне забезпечення RS-com цифрового інтерфейсу RS-232. Таким чином, було синхронізовано час початку дощу та початок фіксування динаміки зміни потрапляння дощової води в приймальний резервуар 4. Таким чином, модельований дощ випадав на модельний басейн стоку, по якому в процесі формування поверхневого стоку потрапляв у приймальний резервуар крізь дощоприймальний отвір.

- Приймальний резервуар встановлювали на електронну вагу Axis BDU-60, з якої через цифровий інтерфейс поточні значення маси притоку рідини в резервуар з часовим кроком в 0,125 с передавалися на комп'ютер. Експерименти тривали від 60 до 180 секунд, після чого перекривався кульовий кран.

- У наступний відрізок часу, для визначення загального об'єму модельного дощового стоку, фіксувався притік води, яка залишилась на площі басейна стоку після закінчення дощу. У момент часу, коли вся вода стекла у приймальний резервуар, програму RS-com зупиняли.

- Отримані у форматі *txt* дані щодо зміни в часі маси притоку модельного поверхневого стоку зберігалися на комп'ютері із зазначенням дати, серії і номеру експерименту.

- У лабораторний журнал вносили температуру води, виміряну ртутним термометром з ціною поділки 0,1 °C.

- Після цього резервуар спорожнювали, обнулювали значення маси і виконували наступний дослід.

Загалом було виконано 6 серій експериментів для дослідження гідрографів притоку дощових стічних вод з квадратних у плані басейнів стоку для висотних схем №1–№3.

Подача води в напірний трубопровід 3 здійснювалася за допомогою насоса 1 марки Wilo JET 9-4. Для моделювання дощів різної інтенсивності об'ємну витрату води в напірному трубопроводі регулювали вентилем 2.

2.6. Математична обробка експериментальних даних

Серії експериментальних досліджень на фізичній моделі квадратного в плані басейна стоку виконували для отримання залежності часу поверхневої концентрації як функції довжини шляху концентрації (L_{con} або R_{con}), похилу i_o та інтенсивності дощу q_d .

Обробка експериментальних результатів виконувалась за допомогою програмних комплексів *Microsoft Excel* та *Microsoft Power BI*. Ці програми дозволяли переводити дані про масу притоку, яка була отримана з електронної ваги у форматі *txt*, у формат електронних таблиць. Які були згодом були інкорпоровані, опрацьовані та проаналізовані відповідно до наступного алгоритму.

Значення поточного об'єму поверхневого стоку визначали діленням записаної маси притоку на питому масу води:

$$W_i = \frac{M_i}{\rho}, \quad (2.21)$$

де значення ρ приймали залежно від температури води за довідником [71].

За побудованими кривими залежності об'єму притоку від часу виділяли три характерних етапи гідрографа притоку. Перший етап ($0 < t \leq t_{con}$) характеризується наростанням об'ємної витрати від 0 до Q_r , а крива об'ємів на першому етапі являє собою степеневу криву з показником степеня, більшим за 1.

На другому етапі ($t_{con} < t < t_d$) об'ємна витрата поверхневого стоку залишається незмінною, що відповідає прямій ділянці на кривій об'ємів. Для

третього етапу ($t > t_0$) характерним є поступове зменшення витрати від Q_r до 0, а крива об'ємів переходить у випуклу криву.

Знаходили апроксимаційні залежності для кожного з етапів кривих об'ємів.

Зокрема для першого етапу:

$$W_1 = C_1 \cdot t^{m_1}, \quad (2.22)$$

де C_1 , m_1 – коефіцієнти степеневі лінії тренду, які встановлювались за допомогою методу найменших квадратів.

Для другого етапу об'єм зростання відбувався за лінійним законом:

$$W_2 = C_2 + m_2 t, \quad (2.23)$$

де C_2 , m_2 – коефіцієнти для лінійної функції.

Розрахункову витрату дощового стоку з експериментальної установки Q_r слід визначати як першу похідну від лінійної залежності для другого етапу кривої об'ємів:

$$Q_r = \frac{dW_2}{dt} = m_2, \quad (2.24)$$

а аналітична залежність витрати притоку від часу на першому етапі диференціюванням функції (2.22):

$$Q_1 = \frac{dW_1}{dt} = C_1 m_1 t^{m_1 - 1}. \quad (2.25)$$

Інтенсивність модельного дощу розраховували за формулою:

$$q_0 = \frac{Q_0}{B \cdot L}, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с}), \quad (2.26)$$

де B , L – відповідно ширина ($B=1,5$ м) і довжина ($L_L=1,5$ м) модельного підбасейна стоку; $F_{\text{бас}}$ – площа підбасейна стоку, $F_{\text{бас}}=2,25$ м².

Базові поздовжні похили підбасейна стоку у напрямку до дощоприймального отвору по осях x та y знаходили за формулою:

$$i_o = \frac{z_n - z_k}{L}, \quad (2.27)$$

де z_n , z_k – відмітка відповідно початкової та кінцевої точок підбасейна стоку; L – загальна довжина басейна стоку.

Висотні відмітки поверхні підбасейна стоку вимірювалися за допомогою водяного рівня з точністю $\pm 0,5$ мм.

Число Рейнольдса для кінцевого перерізу поверхневого потоку:

$$(\text{Re}_R)_k = \frac{Q_r}{B_k v}, \quad (2.28)$$

де B_k – ширина поверхневого потоку в кінцевому перерізі; v – кінематична в'язкість води, $\text{м}^2/\text{с}$, яка визначалась за формулою Пуазейля:

$$v = \frac{178 \cdot 10^{-8}}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,000221 \cdot T^2}, \quad (2.29)$$

де T – температура води, $^{\circ}\text{C}$.

Визначення експериментального значення часу поверхневої концентрації дощового стоку з квадратного в плані басейна стоку здійснювалося декількома способами. Для попереднього визначення часу концентрації аналізували криві об'ємів. Час концентрації поверхневого стоку відповідає переходу криволінійної залежності в пряму.

Другий спосіб – це безпосереднє знаходження часу t_{con} з експериментального гідрографа притоку, отриманого методом чисельного диференціювання. Проте, хвильовий характер цих гідрографів спричиняє для досліджуваного басейна невеликих розмірів достатньо значну похибку за часом концентрації.

Тому перевагу віддали третьому способу – зшивання гідрографа на межі першого та другого етапів. Суть цього способу полягає в тому, що при $t=t_{con}$ об'ємна витрата, визначена за формулою (2.25), повинна дорівнювати витраті Q_r (умова нерозривності гідрографа).

Відносну тривалість дощу X_{∂} визначали за формулою:

$$X_{\partial} = t_{\partial} / t_{con}. \quad (2.30)$$

2.7. Оцінка величини похибок фізичного експерименту

Максимальну витрату гідрографів дощового стоку Q_{max} визначали з другого етапу кривих об'ємів притоку за формулою (2.14). З іншого боку для дощу постійної в часі інтенсивності:

$$Q_r = \frac{M_{заг}}{\rho \cdot t_{\delta}}, \quad (2.31)$$

де $M_{заг}$ – загальна маса стоку за час t_{δ} .

Відносна похибка визначення Q_r :

$$\Delta Q_r / Q_r = \Delta M / M + \Delta \rho / \rho + \Delta t_{\delta} / t_{\delta}. \quad (2.32)$$

Тривалість дощу визначалася за допомогою електронного секундоміра. З врахуванням типового часу реакції при перекриванні вручну запірною крана, абсолютна похибка визначення тривалості дощу становила $\Delta t_{\delta} = \pm 0,1$ с.

За допомогою виразу (2.32) обчислювали відносну похибку експериментального визначення максимальної витрати стоку Q_{max} . Максимальна відносна похибка визначення Q_{max} становила 0,48 %:

$$(\Delta Q / Q)_{max} = (0,02/15,0 + 0,1/1000 + 0,2/60) = 0,0048.$$

2.8. Висновки

У роботі використано комплексний метод дослідження із застосуванням теоретичних, чисельних та експериментальних методів.

Об'єктом наукових досліджень у роботі є формування поверхневого стоку дощових стічних вод по поверхні типових урбанізованих басейнів стоку, зміна витрати стоку крізь дощоприймальний отвір, а також течія по закритих водовідвідних мережах. Предметом досліджень є методи розрахунку гідрографів притоку дощових стічних вод з урбанізованих територій.

При виконанні теоретичних досліджень задача побудови гідрографів притоку зведена до узагальненого безрозмірного вигляду. Встановлено параметри, які впливають на форму та характеристики безрозмірного гідрографа притоку.

Розроблено програмний комплекс для моделювання зміни притоку в часі для заданих конкретних умов. Виконання чисельних експериментів проводилося розробленими програмами, що реалізувалися, як правило, в середовищі Microsoft Excel.

При плануванні експериментальних досліджень гідрографів стоку обґрунтовано систему масштабів досліджуваних фізичних величин. При масштабних коефіцієнтах глибини потоку $C_H = 1$, середньої швидкості потоку $C_V = 1$, часу $C_t = C_L$, інтенсивності дощу $C_q = 1/C_L$, площі дощоприймального отвору $C_\omega = C_L$, вдається досягти на фізичній моделі однакового масштабу об'ємної витрати $C_Q = C_L$ за трьома її різновидами (витрати дощу, поверхневого потоку та крізь дощоприймач); окрім того одночасно забезпечується подібність модельного та натурального явищ як за критерієм Фруда, так і за критерієм Рейнольдса.

Запроектовано та змонтовано дослідну установку, на якій можна експериментально моделювати гідрографи дощового стоку з типових квадратних у плані підбасейнів стоку (рис. 2.1 та рис 2.2) у діапазоні значень геометричного масштабу $C_L = 10 - 30$, що відповідає натурним підбасейнам з розмірами від 15×15 м до 45×45 м.

Конструкція експериментальної установки дозволяє моделювати гідрографи стоку з плоских підбасейнів для різних висотних схем, тобто з різними значеннями поздовжнього та поперечного базових похилів у діапазоні від 0,005 до 0,02 (рис 2.3 – 2.5).

Розроблено методику виконання фізичного експерименту та математичної обробки результатів, що дозволяє досліджувати в лабораторних умовах залежність гідрографів притоку дощових стічних вод при зміні характеристик дощу та (або) параметрів басейна стоку і дощоприймача.

Виконано оцінку відносних похибок експериментального визначення часу поверхневої концентрації та розрахункової витрати дощового стоку. Обґрунтовані в роботі методи експериментальних досліджень та обробки експериментальних даних забезпечують відносну похибку визначення максимальної витрати стоку не більшою за 0,48 %.

РОЗДІЛ 3. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТОХАСТИЧНО- ДЕТЕРМІНОВАНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ

3.1. Тривимірний секторний метод

3.1.1. Ідея та основні положення методу

У першому розділі детально проаналізовано і показано, що базою для будь-якої науково-обґрунтованої гідрологічно-гідравлічної комп'ютерної моделі формування дощового стоку з урбанізованих басейнів стоку має бути максимально деталізована векторна модель елементів системи дощового водовідведення, прив'язана до GIS-системи міста. Завдяки цьому досягається висока деталізація та точність моделювання процесів для кожного підбасейна стоку в моделі. Ідеальним ступенем деталізації можна вважати план моделі, у якій дощовий стік з одного підбасейна стоку потрапляє в один дощоприймач.

Найпоширенішими в інженерній та науковій практиці методами моделювання поверхневих гідрографів стоку є метод нелінійного резервуару [124, 138, 139, 141] та метод кінематичної хвилі [126, 138, 139, 191, 147, 168, 175]. Однак, незважаючи на їх широке використання та тривале застосування в інженерних розрахунках, залишаються питання щодо їхньої гідравлічної коректності та, відповідно, точності.

Таким чином, пошук та розробка коректних методик для математичного моделювання поверхневого дощового потоку залишається відкритою і актуальною темою для науковців усього світу. Зокрема, протягом останніх десятиліть були напрацьовані методики, які дозволяють коректніше опрацьовувати конфігурацію підбасейна стоку та збіжний характер будь-якого поверхневого дощового потоку, який зумовлений точковим розташуванням дощоприймача.

Серед таких методів можна виділити метод О. Акана [77], а також секторний метод [25, 27, 33, 34, 35, 41, 42,], гідравлічно-обґрунтований метод, розроблений фахівцями кафедри "Гідротехніки та водної інженерії" НУ "Львівська політехніка", який є модифікацією методу кінематичної хвилі.

Усі вищеперераховані методи досить детально пропрацьовані і мають надзвичайно хорошу теоретичну основу, однак, для полегшення їхнього використання в інженерних розрахунках вони містять деякі спрощення в описі і моделюванні фізичних процесів дощового стоку. Проте для усіх цих методів характерне одне досить грубе спрощення, яке використовується також і в усіх методах описаних в першому розділі, а саме – припущення постійності значення похилу поверхні у напрямку до дощоприймача у всіх точках модельованого підбасейна стоку. Однак дана конфігурація описує поверхні конічного типу, які не реалізуються на практиці. Застосовуючи базові підходи аналітичної геометрії, отримуємо, що навіть для найпростіших (які в свою чергу є найпоширенішими) прямокутних у плані плоских підбасейнів стоку з однаковими поздовжнім та поперечним похилами, поточне значення актуального похилу до дощоприймача в кожній точці досліджуваного басейна є різним і залежить від його координати на площині.

Ідея тривимірного секторного методу полягає в уточненні простого секторного методу та розширенні області його застосування на урбанізовані підбасейни стоку довільної конфігурації в плані, з довільною висотною схемою похилів. Тривимірний секторний метод передбачає врахування фактичної висотної схеми підбасейна за рахунок автоматичного визначення похилів за всіма розрахунковими напрямками на підставі обробки даних щодо трьох координат (x, y, z) усіх кутових точок підбасейна та вузла стоку (дощоприймача).

3.1.2. Представлення геометрії урбанізованих підбасейнів стоку у тривимірному секторному методі

Модифікований тривимірний (3D) секторний метод було розроблено для забезпечення коректного моделювання поверхневого стоку з підбасейнів стоку, для яких характерний змінний похил у кожній його точці. Для прикладу розглянемо типовий плоский чотирикутний в плані підбасейн стоку, причому одна з його вершин знаходиться у місці розташування дощоприймача (рис. 3.1). Така чотирикутна конфігурація є однією з найпростіших, а також найчастіше зустрічається на практиці.

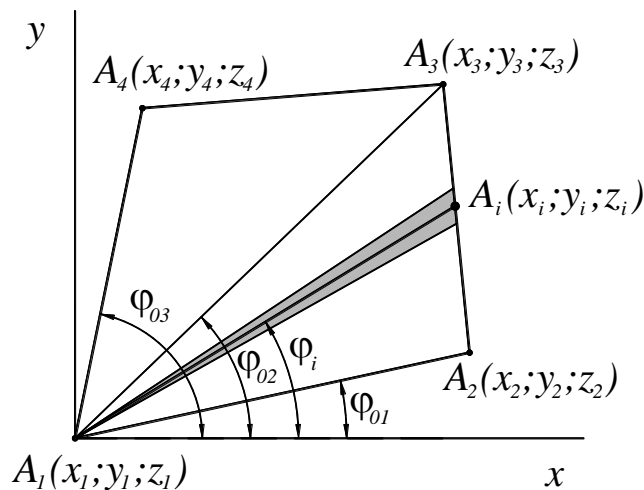


Рис. 3.1. Принципова схема чотирикутного в плані підбасейна стоку у тривимірному секторному методі моделювання поверхневого дощового стоку

Нехай даний підбасейн стоку обмежений відрізками, які можна провести між точками A_1 , A_2 , A_3 та A_4 . Таким чином кожна з цих точок є одночасно і вершинами чотирикутника в трьохвимірній системі координат. Таким чином, фізичне розташування кожної з цих точок-вершин можна описати у декартовій системі координат: $A_1(x_1; y_1; z_1)$; $A_2(x_2; y_2; z_2)$; $A_3(x_3; y_3; z_3)$; $A_4(x_4; y_4; z_4)$.

Припустимо, що дощоприймач для підбасейна розташований в найнижчій точці – т. A_1 . Оскільки ми розглядаємо типовий урбанізований чотирикутний в плані підбасейн стоку, то логічно припустити, що $A_1A_2A_3$ та $A_1A_4A_3$ – це плоскі (сплановані) поверхні.

Таким чином, всю поверхню підбасейна стоку можна описати аналітично з допомогою рівняння площин, що проходять через 3 задані точки. Оскільки характерною особливістю даного басейна стоку є розташування дощоприймача в одній з його вершин, а саме в точці A_1 , можливе деяке спрощення математичних моделей завдяки використанню просторової полярної системи координат з центром в точці A_1 .

У полярній системі координат заданий трикутний підбасейн стоку задається діапазоном значень полярного кута φ : $\varphi_{01} \leq \varphi \leq \varphi_{02}$ (рис. 3.1). Характерні полярні кути, що обмежують підбасейн стоку, можна розрахувати, виходячи з 3D координат вершин підбасейна стоку:

$$\varphi_{01} = \arctg\left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}\right); \quad \varphi_{02} = \arctg\left(\frac{y_3 - y_1}{x_3 - x_1}\right). \quad (3.1)$$

Розділимо чотирикутний підбасейн стоку на велику кількість n елементарних трикутних басейнів, для яких справедливими будуть усі характеристики загального досліджуваного басейна. Для кожного елементарного сектора знайдемо радіус-вектор r_i з полярним кутом φ_i , що дорівнює відстані від точки стоку A_1 до точки $A_i(x_i; y_i; z_i)$.

Так як біжуча точка (т. A_i) розташована на стороні A_2A_3 , яка є протилежною до вершини трикутника (підбасейна стоку):

$$\frac{x_i - x_2}{x_3 - x_2} = \frac{y_i - y_2}{y_3 - y_2}. \quad (3.2)$$

Таким чином, радіус r_i i -го сектора та його кутова координата φ_i пов'язані з координатами точки $A_i(x_i; y_i)$ залежностями:

$$r_i \sin \varphi_i = y_i - y_1; \quad r_i \cos \varphi_i = x_i - x_1. \quad (3.3)$$

Підставимо вирази для x_i та y_i з (3.3) в рівняння (3.2):

$$\frac{x_1 - x_2 + r_i \cos \varphi_i}{x_3 - x_2} = \frac{y_1 - y_2 + r_i \sin \varphi_i}{y_3 - y_2}. \quad (3.4)$$

Розв'язавши рівняння (3.4) відносно радіуса i -го сектора з радіус-вектором r_i можна отримати:

$$r_i [(y_3 - y_2) \cos \varphi_i - (x_3 - x_2) \sin \varphi_i] = (y_2 - y_1)(x_2 - x_3) - (y_3 - y_2)(x_1 - x_2);$$

звідки остаточно:

$$r_i = \frac{(y_2 - y_1)(x_2 - x_3) - (y_3 - y_2)(x_1 - x_2)}{(y_3 - y_2) \cos \varphi_i - (x_3 - x_2) \sin \varphi_i}. \quad (3.5)$$

Таким чином, рівняння (3.5) описує функцію відстані від дощоприймача до межі A_2A_3 , яка є протилежною до вершини трикутного підбасейна стоку, і одночасно є довжиною елементарного підбасейна стоку. Кожен елементарний сектор характеризується власним поздовжнім похилом (i -го сектора в напрямку від точки A_i до A_1), який можна отримати з рівняння:

$$\frac{z_i - z_2}{z_3 - z_2} = \frac{A_i A_2}{A_3 A_2} = \frac{\sqrt{(x_i - x_2)^2 + (y_i - y_2)^2}}{\sqrt{(x_3 - x_2)^2 + (y_3 - y_2)^2}} = \chi_i, \quad (3.6)$$

звідки висотна позначка поточної точки A_i :

$$z_i = z_2 + \chi_i(z_3 - z_2), \quad (3.7)$$

де координати точки A_i в плані:

$$x_i = x_1 + r_i \cos \varphi_i; \quad y_i = y_1 + r_i \sin \varphi_i. \quad (3.8)$$

Таким чином, шуканий поздовжній похил для i -го сектора:

$$i_{0,i} = \frac{z_i - z_1}{A_i A_1} = \frac{z_i - z_1}{\sqrt{(x_i - x_1)^2 + (y_i - y_1)^2}}, \quad (3.9)$$

або, підставляючи замість z_i вираз (2.7):

$$i_{0,i} = \frac{z_2 - z_1 + \chi_i(z_3 - z_2)}{\sqrt{(x_i - x_1)^2 + (y_i - y_1)^2}}, \quad (3.10)$$

де $\chi_i = f(x_i, y_i)$ – безрозмірний коефіцієнт форми з виразу (3.6).

У випадках, коли місце розташування дощоприймача не співпадає з однією з вершин контуру підбасейна стоку, метод реалізується аналогічно, для центру полярної системи в місці розташування дощоприймача, тільки відповідно збільшується кількість розрахункових секторів.

3.2. Гідрографи притоку з квадратних в плані урбанізованих басейнів стоку за 3D секторним методом

Наступний етап аналізу, тестування та адаптації модифікованого 3D секторного методу найкраще проводити також на найпоширеніших на практиці прямокутних підбасейнах стоку. Характерною особливістю таких басейнів є велика кількість досліджень інших науковців, серед яких, результати досліджень з використанням класичного методу нелінійного резервуару, секторного методу та інші. Наявність великої кількості даних, отриманих в результаті досліджень коректності підходів, запропонованих у попередніх методах, дозволяє адекватно порівнювати результати, отримані за різними методами.

Отже, для визначення часу поверхневої концентрації для i -го елементарного сектора підбасейна стоку відповідно до радіальної моделі поверхневого стоку можна скористатись наступною формулою:

$$t_{con,i} = \frac{1,415(r_{con,i}n_1)^{0,6}}{(\psi_{mid}q_d)^{0,4}i_o^{0,3}}, \text{ с}, \quad (3.11)$$

де $r_{con,i}$ – радіус концентрації стоку з i -го сектора, як функція геометричної форми басейна стоку в плані та значення полярного кута φ ;

q_d – інтенсивність випадання дощу в одиницях системи СІ, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$;

n_1 – коефіцієнт шорсткості поверхні; у цій серії чисельних досліджень прийнято значення $n_1 = 0,015$ як для грубозернистих асфальтобетонних покриттів; ψ_{mid} – середнє значення коефіцієнта стоку;

i_o – поздовжній похил для i -того елементарного сектора, який визначається за формулою (3.10).

Згідно з методом граничної інтенсивності, критична тривалість дощу, що відповідає максимальній витраті дощового стоку, дорівнює часу концентрації стоку ($t_d = t_{con}$). Тоді інтенсивність нормативного дощу q_d , $\text{м}^3/\text{с}$:

$$q_d = q_{20} (1200/t_{con})^n, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (3.12)$$

де q_{20} – розрахункова інтенсивність випадання дощу тривалістю 20 хв. з періодом одноразового перевищення $P = 1$ рік, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$; t_{con} – час концентрації для всього підбасейна стоку, с; n – показник степеня в рівнянні $q=A/t^n$, що описує залежність граничної інтенсивності випадання дощу q від його тривалості t ; в Україні його визначають за чинним нормативним документом ДБН В.2.5-75:2013 [13].

Максимальна витрата стоку для i -го сектору визначається за формулою:

$$Q_{r,i} = \Psi_{mid} q_{\partial} \Delta\varphi r_{con,i}^2 / 2, \quad (3.13)$$

де $\Delta\varphi$ – кутовий розмір сектора, рад.

Відповідно до концепції секторного методу, гідрограф стоку з i -го елементарного сектора може бути описаний наступними теоретичними залежностями [74]:

– для першого етапу (при $t < t_{con,i}$):

$$Q_{t,i} = Q_{r,i} \cdot (t / t_{con,i})^{10/3}, \quad (3.14)$$

– для другого етапу (при $t_{con,i} < t < t_{\partial}$):

$$Q_{t,i} = Q_{r,i}, \quad (3.15)$$

– для третього етапу (при $t_{\partial} < t < (t_{\partial} + t_{con,i})$):

$$Q_{t,i} = Q_{r,i} \cdot [1 - (t / t_{con,i} - t_{\partial} / t_{con,i})^{10/3}]. \quad (3.16)$$

Агрегований гідрограф стоку для модельованого підбасейна можна отримати шляхом інтегрування гідрографів стоку з елементарних секторів, на які був розділений модельований басейн стоку, при цьому нехтуючи взаємним впливом потоків в сусідніх секторах, відповідно до загальноприйнятих практик:

$$Q_t = \sum Q_{t,i}. \quad (3.17)$$

Усі вищеописані кроки запропонованого методу були реалізовані в комп'ютерній програмі, яка використовує у своїй роботі алгоритм модифікованого 3D секторного методу. Програма дозволяє отримати розрахунковий гідрограф з басейна стоку довільної конфігурації. Комп'ютерна програма використовує однорідні басейни стоку, для яких коефіцієнт шорсткості, поздовжній ухилу, коефіцієнт стоку і інтенсивності випадання

дощу є однакові за площею, а також незмінні в часі, як базові у своїх алгоритмах.

Для прямокутних басейнів стоку радіус i -го сектора залежно від кута φ :

$$0 \leq \varphi < \arctg(b/L): \quad r_{con,i} = \frac{L}{\cos \varphi}; \quad (3.18)$$

$$\arctg(b/L) \leq \varphi < \pi/2: \quad r_{con,i} = \frac{b}{\sin \varphi}. \quad (3.19)$$

Таким чином, для прямокутного в плані басейну повний радіус концентрації стоку: $R_{con} = \sqrt{L^2 + b^2}$, тоді як ефективний радіус концентрації, який окреслює радіальну частину басейну стоку: при $L \geq b$: $R_{ef} = b$; при $L < b$: $R_{ef} = L$.

Нижче наведено результати чисельних експериментів з використанням удосконаленого тривимірного секторного методу для типових квадратних у плані підбасейнів стоку для кліматичних умов міста Львова. Ґрунтовний аналіз результатів отриманих науковцями [61, 62], які досліджували формування поверхневого дощового стоку з урбанізованих басейнів, показав, що саме квадратні в плані підбасейни стоку з дощоприймачем у одній з його вершин характеризуються максимальними значеннями пікових витрат дощового стоку серед усіх прямокутних басейнів стоку такої ж площі.

Отже, розглянемо типовий тестовий підбасейн стоку зі сторонами рівними 50×50 м ($F = 2500$ м²), що для даного квадратного у плані басейна стоку радіус концентрації складає $R_{con} = 70,71$ м., а ефективний радіус – $R_{ef} = 50,0$ м. Тоді ефективна ширина такого підбасейна при моделюванні гідрографів за методом нелінійного резервуару складає:

$$B_{ef} = F / R_{con} = 2500 / 70,71 = 35,36 \text{ м.}$$

Для даного підбасейна стоку значення базового похилу коливалося у межах від 0,005 до 0,02 (для різних модельованих випадків), що відповідає найпоширенішим значенням похилів у практиці містопланування. Під базовим похилом представлено похил поверхні до дощоприймача з боків від суміжних

вершин, тобто поздовжній та поперечний похили в декартовій системі координат.

Коефіцієнт шорсткості поверхні в різних випадках варіювався від $n_I=0,012$ (що характерно для особливо гладких видів покриття) до $n_I=0,05$ (для нерівних водонепроникних покриттів з ямами та вибоїнами).

Кліматичні параметри прийняті для міста Львова згідно з даними табл. А.1 ДБН В.2.5-75:2013 (табл. 3.1) [13].

Таблиця 3.1

Розрахункові параметри випадання дощів у м. Львові

Період P , років	Інтенсивність q_{20} , л/(с×га)	Показник степеня n	Кількість дощів m_p , 1/рік	Показник степеня γ
1	109	0,73	125	1,54
2	109	0,72	125	1,54

Таким чином, на рис. 3.1 представлено вплив базового похилу поверхні на гідрографи дощового стоку. Аналіз поведінки гідрографів показує, що як і в методах нелінійного резервуару та в простому секторному методі, так і в модифікованому 3D секторному методі збільшення похилу підбасейна зумовлює зменшення часу поверхневої концентрації та збільшення максимальної секундної витрати стоку.

Аналогічне дослідження впливу коефіцієнта шорсткості поверхні підбасейна стоку на гідрографи дощового стоку виконано для середнього значення похилу поверхні при плануванні майданчиків з водонепроникним покриттям $i_0=0,01$. Гідрографи стоку для п'яти різних значень коефіцієнта шорсткості поверхні в межах від 0,012 до 0,05 наведені на рис. 3.2. Аналогічно, як і в інших фізично-обґрунтованих методах, підвищення шорсткості підбасейна зумовлює збільшення часу поверхневої концентрації та зменшення пікових витрат дощового стоку. Це підтверджує достатньо високу ефективність локального регулювання дощового стоку за допомогою водонепроникних

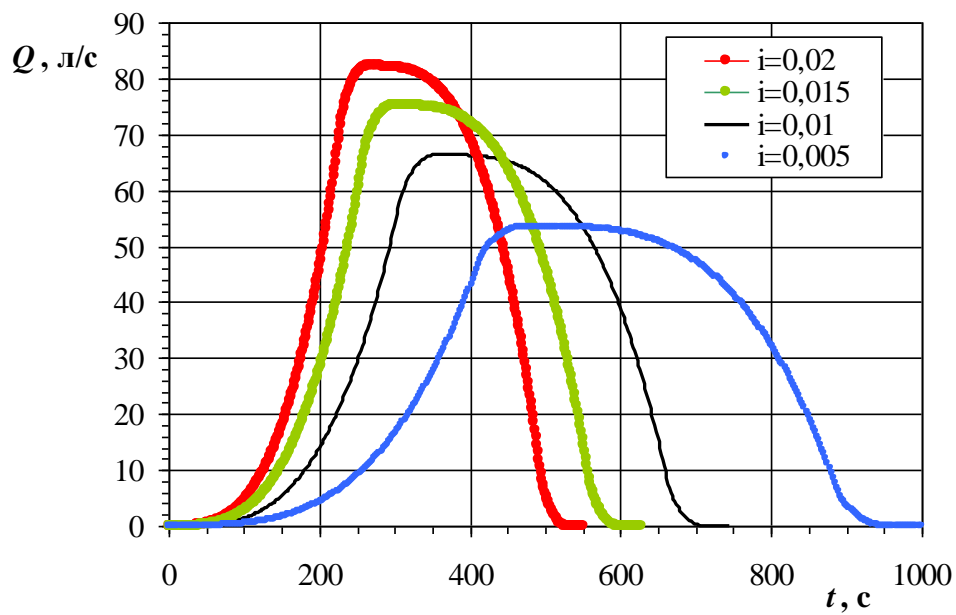


Рис. 3.2. Гідрографи дощового стоку з підбасейна стоку 50×50 м, отримані за тривимірним секторним методом для різних значень базового похилу i_0 ($q_{20} = 109$ л/(с \times га); $P = 1$ рік; $n = 0,73$; $n_1 = 0,015$)

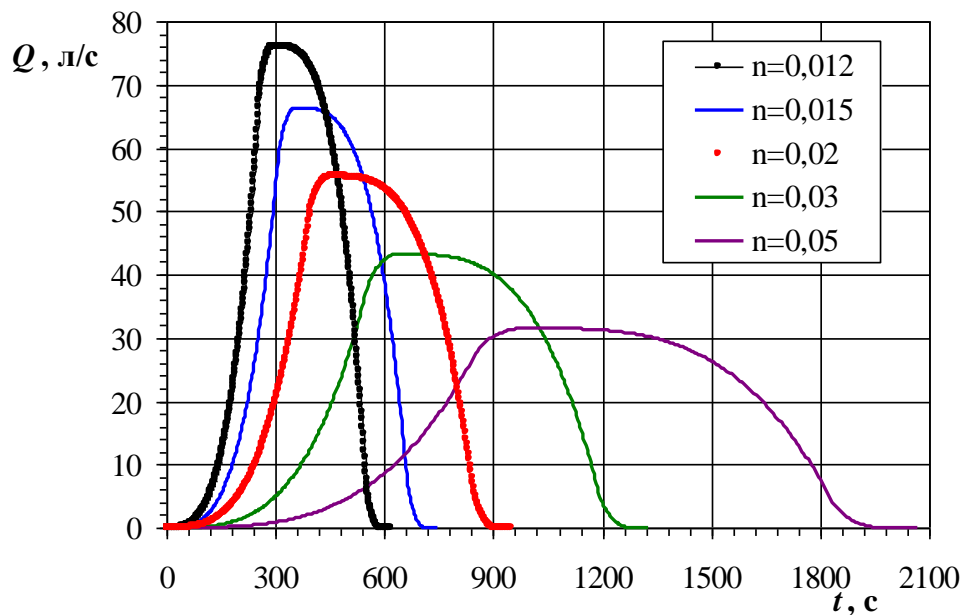


Рис. 3.3. Гідрографи дощового стоку з підбасейна стоку 50×50 м, отримані за 3D секторним методом для різних значень коефіцієнта шорсткості n_1 ($q_{20} = 109$ л/(с \times га); $P = 1$ рік; $n = 0,73$; $i_0 = 0,01$)

поверхонь з підвищеною шорсткістю, що дозволяють затримати та, відповідно, зменшити максимальні витрати дощової води.

З іншого боку, потрібно мати на увазі, що таке затримання відбувається за рахунок сповільнення поверхневого потоку та збільшення накопиченої маси води на поверхні підбасейна, що може негативно впливати, наприклад, на рух по ньому автотранспорту.

3.3. Порівняння результатів за методом нелінійного резервуара, простого секторного методу та 3D секторного методу

Гідрографи стоку, отримані за методами нелінійного резервуара, простого секторного методу та тривимірного секторного методу можуть бути достатньо адекватно співставленні, оскільки вони мають ідентичний набір вхідних параметрів. Різниця полягає у тому, що при всіх однакових геодезичних, гідрологічних та гідравлічних параметрах, ці методи дають на виході різні значення максимальних (пікових) витрат дощового стоку, а також різну динаміку зміни витрати притоку до контрольного перерізу (дощоприймального пристрою) в часі.

Як вже було вказано вище, метод нелінійного резервуару не містить блоку для визначення часу поверхневої концентрації та, відповідно, критичної тривалості та інтенсивності дощу. За потреби це визначення виконують на стадії підготовчих робіт до моделювання з використанням інших спеціальних методів, наприклад, методу кінематичної хвилі, емпіричних залежностей для окремих типів підбасейнів тощо.

У цьому дослідженні для максимальної коректності порівняння результатів при реалізації методу нелінійного резервуару час концентрації визначено за модифікованим методом кінематичної хвилі, який використовується також і в обох секторних методах. Таким чином, час концентрації поверхневого дощового стоку за методом нелінійного резервуару при всіх інших однакових параметрах співпадає з часом концентрації за простим секторним методом (рис. 3.4). З іншого боку, час концентрації за модифікованим секторним

методом завжди дещо менший, ніж за простим секторним, оскільки врахування реальної тривимірної геометрії поверхні підбасейна стоку зумовлює те, що фактичний поздовжній похил за напрямком від найвіддаленішої точки басейна стоку до дощоприймача є більшим, порівняно з базовим (поздовжнім та поперечним) похилом поверхні.

Порівняння гідрографів стоку за трьома методами для всіх середніх значень вхідних параметрів наведено на рис. 3.4.

Тривимірний секторний метод дає на виході з урбанізованого підбасейна стоку максимально нерівномірний гідрограф стоку, який характеризується найбільш стрімким наростанням витрати притоку на першій стадії, найбільшою максимальною витратою стоку, а також найшвидшим зменшенням витрати на кінцевій стадії гідрографу, після припинення випадання дощу.

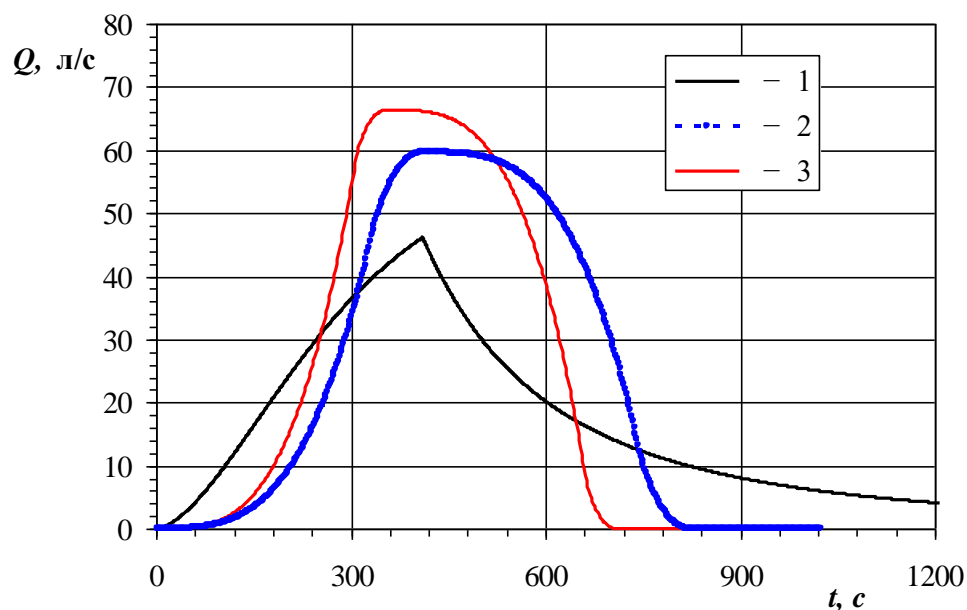


Рис. 3.4. Гідрографи дощового стоку з водонепроникного підбасейна стоку 50×50 м для відповідних нормативних критичних дощів, отримані за: 1 – методом нелінійного резервуару; 2 – секторним методом; 3 – 3D секторним методом ($q_{20}=109$ л/(с \times га); $P=1$ рік; $n=0,73$; $i_0=0,01$; $n_1=0,015$)

Час концентрації з типового басейна з середніми типовими значеннями планувального похилу поверхні $i_0 = 0,01$ та коефіцієнта шорсткості найпоширеніших на сьогоднішній день водонепроникних покриттів типу

грубозернистого асфальту ($n_1 = 0,015$) для кліматичних умов м. Львова при періоді $P = 1$ рік за модифікованим 3D секторним методом становить 355 с, що в 1,16 рази менше, порівняно з відповідним результатом за простим секторним методом (411с). Максимальна пікова витрата дощового стоку за удосконаленим 3D секторним методом для цих умов становить 66,3 л/с, що в 1,11 рази більше, ніж за простим секторним методом (59,6 л/с) і в 1,44 рази більше – ніж за методом нелінійного резервуару (46,1 л/с).

Таким чином, використання методу нелінійного резервуару для середніх значень вхідних параметрів дає в результаті майже в 1,5 рази менші пікові витрати поверхневого дощового стоку з типового підбасейна стоку, що, очевидно, істотно впливає на весь гідравлічний розрахунок системи дощового водовідведення на всьому урбанізованому басейні.

Іншою важливою задачею є співставлення гідрографів стоку за різними методами для різних значень вхідних параметрів у практично важливому діапазоні їх зміни. Основним способом такого порівняння є перехід до узагальнених безрозмірних гідрографів, що є залежностями безрозмірної витрати $Q' = Q / Q_r$ від безрозмірного часу $X = t / t_r$. У роботах [62] підтверджено автотельність безрозмірних гідрографів стоку з малих урбанізованих водонепроникних басейнів стоку з використанням як методу нелінійного резервуару, так і секторного методу, за такими вхідними параметрами: за абсолютними розмірами підбасейна, за поздовжнім похилом території i_0 та за коефіцієнтом шорсткості поверхні n_1 .

Приведення гідрографів стоку, наведених на рис. 3.2 та рис. 3.3, до безрозмірного вигляду показує, що і в модифікованому трьохвимірному секторному методі безрозмірні гідрографи стоку є автотельними, тобто ідентичними, за різних значень базового похилу поверхні та коефіцієнта її шорсткості.

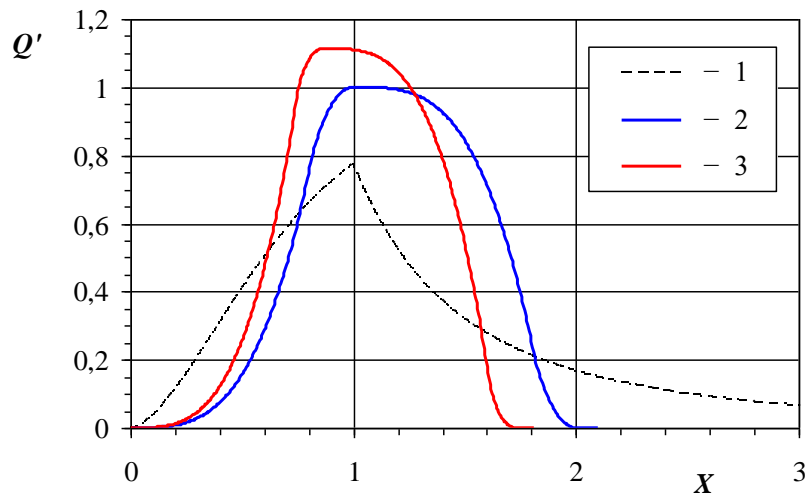


Рис. 3.5. Узагальнені безрозмірні гідрографи поверхневого стоку з квадратних у плані однорідних водонепроникних басейнів стоку: 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом; 3 – за модифікованим тривимірним секторним методом

Для коректності порівняння безрозмірних гідрографів їх потрібно співвіднести до одних і тих самих знаменників. У цій роботі масштаб часу t_r та масштаб витрати Q_r до яких відносяться гідрографи стоку, взято для простого секторного методу. Таким чином, пікова точка гідрографа за секторним методом має координати $X = 1$; $Q' = 1$ (рис. 3.5). Пік гідрографа за модифікованим 3D секторним методом – більш ранній та потужніший: $X = 0,863$; $Q' = 1,113$.

Отже, врахування змінного похилу плоскої урбанізованої поверхні в напрямку до дощоприймача, залежно від місця розташування точки на площі підбасейна стоку, зумовлює суттєві систематичні зміни в гідрографах дощового стоку, а саме: скорочення часу поверхневої концентрації на 13,7% та збільшення пікової витрати на 11,3 % порівняно з аналогічними результатами за простим секторним методом. Порівняно з поширеним на практиці методом нелінійного резервуару досліджуваний 3D секторний метод дає в результаті максимальну секундну витрату дощового стоку, більшу на 43,8 %. Така істотна різниця в одиничних гідрографах стоку з поверхні окремих підбасейнів стоку

може бути причиною суттєвої недооцінки максимальних витрат дощового стоку зі всього модельного урбанізованого басейна стоку.

3.4. Теоретичні дослідження регулювального впливу вищерозташованих мереж та споруд на гідравлічні характеристики контрольного перерізу

Можливість регулювати дощовий стік з урбанізованою територією дозволяє зменшити пікову витрату дощового стоку без шкоди для мешканців даного басейна стоку. А це дозволяє уникнути пікових навантажень на водовідвідні мережі і зменшує можливість виникнення затоплень територій міст, містечок, промислових об'єктів та ін. Тому, регулювальний вплив вищерозташованих мереж та споруд на контрольний переріз є дуже важливим. Тож, регулювальний об'єм у спорудах, які можуть бути використані для короткотермінового затримання дощових стічних вод розраховують за формулою

$$W_{pez} = K_{pez} Q_r t_r , \quad (3.20)$$

де K_{pez} – коефіцієнт, що враховує регулювальний об'єм; Q_r – максимальна розрахункова витрата стічних вод; t_r – час концентрації дощового стоку.

В нашій країні найбільш поширеним є метод обчислення коефіцієнта регулювального об'єму РДСВ, який було розроблено у СІБГАСУ [74]. Цей метод засновано, на концепції про лінійну концентрацію поверхневого стоку, при цьому припускається умова про постійну швидкість течії по всій довжині басейну. У роботах [23, 29, 31] представлено метод визначення коефіцієнта регулювального об'єму для РДСВ (одно- та двосекційних), який дає можливість визначити коефіцієнти регулювального об'єму для безнапірного та напірного режиму течії у відповідному трубопроводі. Відповідно до даного методу для односекційних РДСВ проточного типу значення коефіцієнта регулювального об'єму може бути представлено як функціональна залежність наступних параметрів: початкового коефіцієнта регулювання витрати $\alpha_{c,o}$, коефіцієнта зміни напору b_1 та безрозмірного діаметра відповідного трубопроводу D'_c :

$$\alpha_{c,o} = Q_{c,o} / Q_r, \quad (3.21)$$

$$b_1 = \frac{Q_r \cdot t_r}{\Omega_{PP} \cdot h_c}, \quad (3.22)$$

$$D_c' = D_c / h_c, \quad (3.23)$$

де $Q_{c,o}$ – пропускна характеристика для відповідного трубопроводу РДСВ що заповнений до рівня шелиги; Ω_{PP} – площа регулювального резервуару в плані; D_c – внутрішній діаметр відповідного трубопроводу, h_c – перепад відміток відповідного трубопроводу; $h_c = i_c L_c$, де i_c – похил відповідного трубопроводу, L_c – довжина відповідного трубопроводу.

Проте, варто акцентувати, що вищезгадані методи не враховують регулювальних можливостей вищерозташованої водовідвідної мережі. Таким чином для невеликих високоурбанізованих басейнів стоку особливо важливим є питання влаштування ефективних регулювальних резервуарів як окремих елементів, а також застосування їх як резервуарів для регулювання оглядових колодязів з діаметрами, що перевищують мінімально необхідні значення, які встановлені чинними будівельними нормами [9, 12, 13].

Для побудови гідрографів дощового стоку з малих урбанізованих басейнів було використано секторний метод [29, 33, 35, 36, 39, 41].

Гідрограф стоку з i -того елементарного сектора можна описати залежностями (3.24–3.26):

$$t < t_{r,i}: Q_{t,i} = Q_{r,i} \cdot (t/t_{r,i})^{10/3}, \quad (3.24)$$

$$t_{r,i} < t < t_{\delta}: Q_{t,i} = Q_{r,i}, \quad (3.25)$$

$$t_{\delta} < t < (t_{\delta} + t_{r,i}): Q_{t,i} = Q_{r,i} \cdot \left[1 - (t/t_{r,i} - t_{\delta}/t_{r,i})^{10/3} \right] \quad (3.26)$$

де $t_{r,i}$ – час концентрації стоку з i -того сектора; t_{δ} – час випадання дощу.

Сумарний гідрограф стоку з усієї площі басейна знаходили сумуванням гідрографів для усіх секторів:

$$Q_t = \sum Q_{t,i}. \quad (3.27)$$

Відповідно до вимог ДБН В.2.5-75:2013 [13], гідравлічний розрахунок мережі дощового водовідведення слід проводити з враховуванням збільшеної пропускної можливості ділянок колекторів, що працюють при підйомі в колодязях рівня води. Це збільшення можна представити коефіцієнтом β . Даний коефіцієнт враховує наповнення вільного об'єму мережі в період утворення напірного режиму.

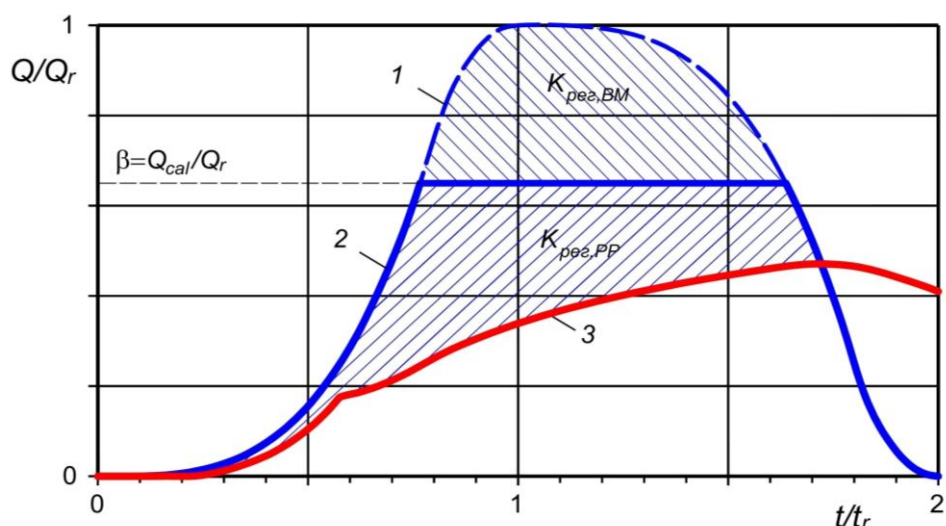


Рис. 3.6. Схема для визначення регульовального об'єму: 1 – безрозмірний гідрограф дощового стоку; 2 – безрозмірний графік притоку дощових стічних вод у регульовальний резервуар; 3 – безрозмірний графік відтоку дощових стічних вод; $K_{рег,ВМ}$, $K_{рег,РР}$ – коефіцієнти регульовального об'єму водовідвідної мережі та регульовального резервуару відповідно

Таким чином, повний коефіцієнт регульовального об'єму є сумою коефіцієнта регульовального об'єму РДСВ $K_{рег,РР}$ та коефіцієнта регульовального об'єму для водовідвідної мережі розташованої вище $K_{рег,ВМ}$ (рис. 3.6).

3.5. Чисельне моделювання гідрографів дощового стоку на виході з регульовальних РДСВ проточного типу

На основі описаного вище методу виконано комп'ютерне моделювання гідрографів дощового стоку на виході з регульовальних резервуарів-колодязів проточного типу.

Нижче наведено типовий приклад результатів чисельного моделювання для кліматичних умов м. Львова при періоді одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу $P=1$ рік, $q_{20}=109$ л/(с·га); $n=0,73$. Базове значення коефіцієнта заповнення вільної ємкості мережі було прийнято $\beta=0,65$. Моделювання гідрографів відтоку виконано для малих, повністю водонепроникних басейнів стоку площею $F \leq 1$ га, квадратної форми в плані ($L/B=1$), з коефіцієнтом стоку, що враховує висоту початкового затримання, $\psi_{mid}=0,95$. Базовий поздовжній похил території підбасейна стоку прийнято рівним $i_o=0,02$, а коефіцієнт шорсткості поверхні – $n_l=0,015$, як для крупнозернистого асфальту.

Для чисельного моделювання були прийняті мінімально можливі згідно з вимогами ДБН В.2.5-75:2013 значення діаметра та поздовжнього похилу внутрішньоквартальних трубопроводів дощового водовідведення: $D_c=200$ мм; $i_c=0,007$. Довжину відвідного трубопроводу прийнято рівню $L_c=50$ м.

На рис. 3.7 наведено типові результати чисельного моделювання гідрографа стоку за наявності регулювання для урбанізованого басейна стоку площею $F=3600$ м².

Для описаних вище кліматичних умов, а також для типових квадратних в плані ($L/B=1$) урбанізованих басейнів стоку було змодельовано діапазони використання колодязів з типовими діаметрами (1 м; 1,5 м та 2 м), як регулювальних резервуарів проточного типу (рис. 3.8). Для прикладу на рис. 3.8,б, при $L_c=100$ м та $H_{PP}=3$ м для басейна стоку з площею $F_{bas} < 3000$ м² колодязь діаметром $D_{PP}=1$ м можна розглядати, як достатній для регулювання дощового стоку з даного басейна, для басейнів з площею $F_{bas}=3000 \dots 3500$ м² – $D_{PP}=1,5$ м. За результатами комп'ютерного моделювання встановлена максимально площа басейна стоку, для якої наявна можливість регулювання дощового стоку й за допомогою колодязя діаметром $D_{PP}=2$ м, – 4320 м², басейни більшої площі потребують РДСВ більших розмірів.

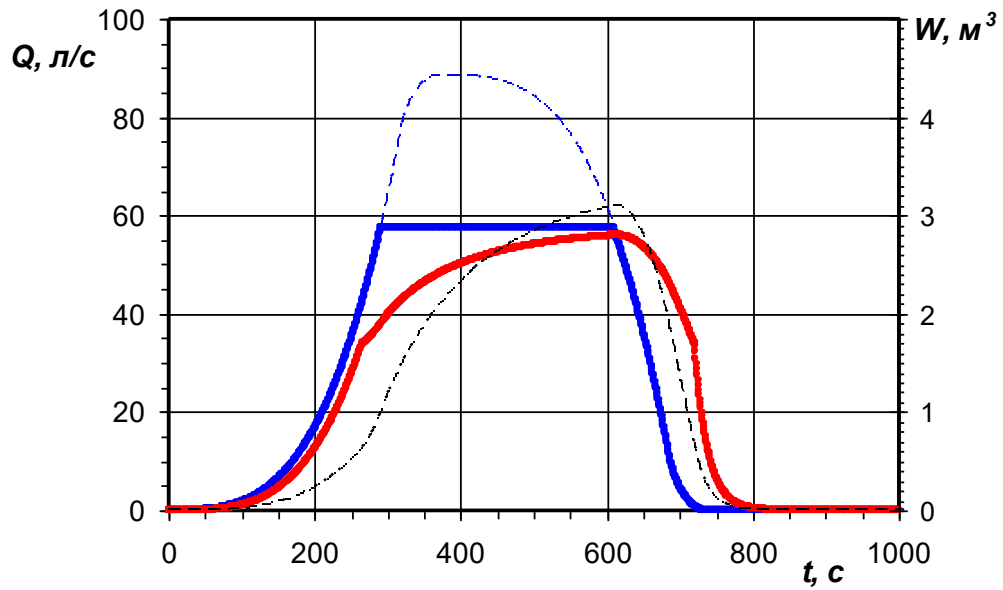


Рис. 3.7. Чисельне моделювання гідрографів стоку з урахуванням регулювального впливу резервуара проточного типу: 1 – теоретичний гідрограф дощового стоку Q_{cm} ; 2 – притік в резервуар Q_{en} ; 3 – гідрограф відтоку з резервуара Q_c ; 4 – об'єм рідини W в РДСВ
($F_{бас}=3600 \text{ м}^2$; $D_{PP}=2000 \text{ мм}$; $D_c=200 \text{ мм}$; $L_c=50 \text{ м}$; $i_c=0,007$)

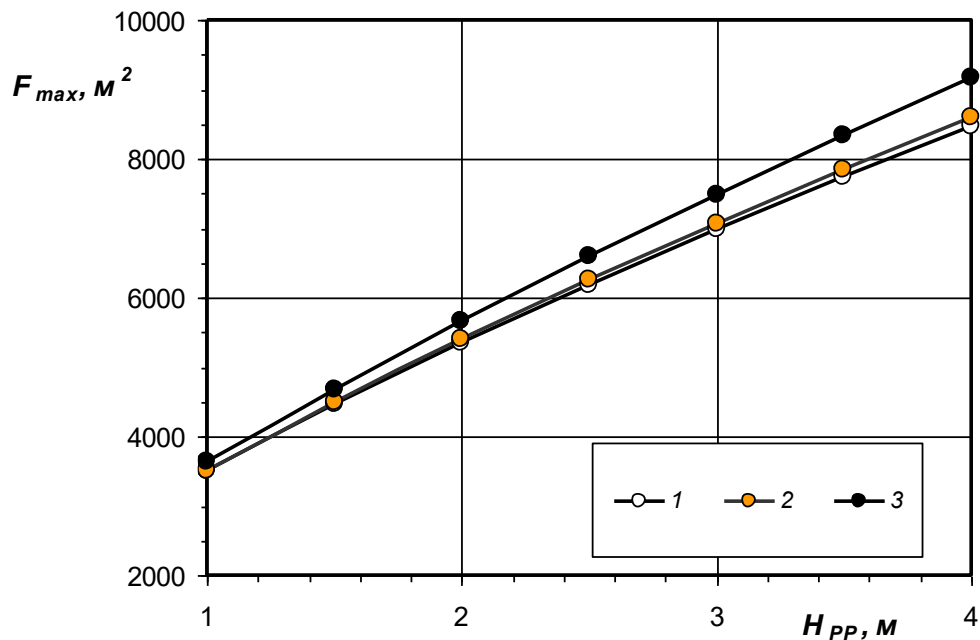


Рис. 3.8. Залежності граничної площі урбанізованих басейнів стоку від висоти регулювального резервуара D_{PP} , мм: 1 – 1000; 2 – 1500; 3 – 2000;
($q_{20}=109 \text{ л/(с} \cdot \text{га)}$; $n=0,73$; $\beta=0,65$; $L/b=1$; $\psi_{mid}=0,95$; $i_o=0,02$; $n_l=0,015$;
 $D_c=200 \text{ мм}$; $L_c=50 \text{ м}$; $i_c=0,007$)

Порівняємо регулювальні характеристики РДСВ (регулювальний об'єм $W_{рег}$ і коефіцієнт регулювального об'єму $K_{рег}$) за різних значень площі однорідних водонепроникних урбанізованих басейна стоків $F_{бас}$, отримані за представленим вище методом, з аналогічними параметрами, отриманими за методом СПБГАСУ [2, 114].

Значення регулювальних об'ємів РДСВ, обчислені за розробленим методом, суттєво менші, ніж відповідні значення за методом СПБГАСУ (рис. 3.9), що можна пояснити різницею форми безрозмірного гідрографа притоку, а також врахуванням у запропонованому методі регулювальної здатності водовідвідної мережі, що розташована вище, яка кількісно описується коефіцієнтом β заповнення вільного об'єму мережі. Відповідно до запропонованого у роботі методу залежно від площі басейна стоку розрахунковий регулювальний об'єм та коефіцієнт регулювального об'єму в 7,1–12,9 раз менші, ніж за методом СПБГАСУ (рис. 3.9).

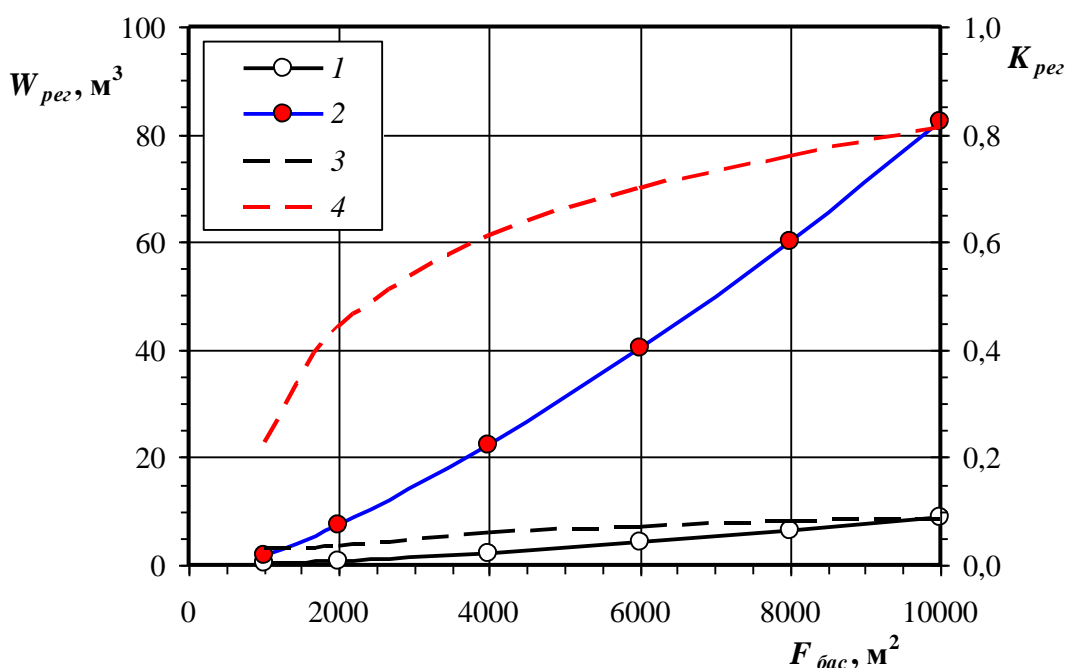


Рис. 3.9. Порівняння значень регулювального об'єму $W_{рег}$ (1, 2) та коефіцієнта регулювального об'єму $K_{рег}$ (3, 4) за представленим методом (1, 3) та за методом СПБГАСУ (2, 4): ($q_{20}=109 \text{ л/(с}\cdot\text{га)}$; $n=0,73$; $\beta=0,65$; $D_{PP}=1,5 \text{ м}$; $L/b=1$; $\psi_{mid}=0,95$; $i_o=0,02$; $n_1=0,015$; $D_c=200 \text{ мм}$; $i_c=0,007$; $L_c=50 \text{ м}$)

3.6. Висновки

У розділі 3 "Теоретичні дослідження стохастично-детермінованого моделювання дощового стоку з урбанізованих територій" виконано ряд аналітичних досліджень гідрографів дощового стоку з урбанізованих територій: як з поверхні типових підбасейнів стоку, так і в розрахункових перерізах дощової водовідвідної мережі, з урахуванням регульовального впливу окремих елементів системи дощового водовідведення, у тому числі каналізаційних колодязів на мережі та регульовальних РДСВ різних типів.

Обґрунтовано та розроблено удосконалений тривимірний секторний метод, що дозволяє враховувати фактичну конфігурацію та висотну схему урбанізованого підбасейна стоку за рахунок автоматичного визначення похилів для кожного сектора на підставі обробки даних щодо трьох геодезичних координат (x, y, z) усіх кутових точок підбасейна та вузла стоку (дощоприймача). Перевагою тривимірного секторного методу над базовим простим секторним методом є врахування змінного похилу поверхні у напрямку до дощоприймача для підбасейнів з плоскою топологією.

Виконано серію чисельних експериментів з використанням тривимірного секторного методу для типових квадратних у плані підбасейнів стоку для кліматичних умов міста Львова; отримано залежності гідрографів стоку від значень коефіцієнта шорсткості n_1 та базового похилу i_0 .

Врахування у 3D секторному методі змінного похилу плоскої урбанізованої поверхні по напрямку до дощоприймача, залежно від розташування сектора, зумовлює суттєві систематичні зміни в гідрографах дощового стоку, а саме: скорочення часу поверхневої концентрації на 13,7% та збільшення пікової витрати на 11,3 % порівняно з аналогічними результатами за простим секторним методом. Порівняно з методом нелінійного резервуару 3D секторний метод дає максимальну секундну витрату дощового стоку, більшу на 43,8 %. Така різниця в гідрографах стоку з поверхні окремих підбасейнів стоку може бути причиною суттєвої недооцінки максимальних витрат дощового стоку з території всього урбанізованого басейна стоку.

Розроблено математичну модель регулювального впливу на гідрографи дощового стоку ємнісних споруд систем дощового водовідведення – від звичайних каналізаційних колодязів до спеціальних регулювальних РДСВ. Розроблено відповідну чисельну схему та алгоритм комп'ютерного розрахунку, що дозволяють розв'язувати пряму та зворотну задачі гідравлічного моделювання: визначити потрібний регулювальний об'єм ємнісних споруд при заданих граничних параметрах гідрографів стоку у заданих контрольних перерізах або ж визначити параметри гідрографа стоку при заданих характеристиках розташованих вище регулювальних споруд.

Розрахункові величини коефіцієнтів регулювального об'єму РДСВ, обчислені за запропонованим у роботі методом, у 7,1 – 12,9 раз менші за величини відповідних коефіцієнтів отриманих за методом СПбГАСУ, що може бути пояснене як різницею у безрозмірних гідрографах притоку, так і врахуванням у запропонованому в роботі методі регулювальних властивостей розташованої вище водовідвідної мережі, що характеризуються коефіцієнтом заповнення вільної ємності мережі – β .

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ЗАПРОПОНОВАНИХ МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ТА МЕТОДІВ

4.1. Інтегральні параметри стоку з фізичної моделі

Як показано в розділі 1, для урбанізованих басейнів стоку використовують цілий ряд як чисто теоретичних, так і напівемпіричних та часткових емпіричних методів побудови гідрографів дощового стоку. Незважаючи на те, що гідрографи стоку достатньо обширно досліджені з теоретичної точки зору, однак досі актуальним залишається експериментальна верифікація процесів його формування та динаміки зміни на окремих етапах. Результати експериментального дослідженнями гідрографів притоку дощових стічних вод наведені у працях Bennis S. [81], Chow V. T. [87], Guo J. C. Y. [113, 114], Kulandaiswamy V. C. [130], Li J. A. [134], Жука В. М., Матлая І. І., Попадюка І. Ю. [25, 28, 33].

Багатофакторність досліджуваного процесу, складність і, в багатьох випадках, неможливість масштабування спричиняють додаткові складності у отриманні експериментальних результатів. Також більшість наявних експериментальних гідрографів дощового стоку стосуються випадку вільного витікання стоку, без обмеження по висоті та площі перерізу.

У цьому розділі наведено результати експериментальної перевірки моделей концентрування дощового стоку з поверхні однорідних водонепроникних урбанізованих підбасейнів та методів побудови гідрографів стоку на вході в закриту водовідвідну мережу.

Дослідження проводили на модельному басейні стоку площею (F) – 2,25 м² при $L/B = 1$, та площі дощоприймача 25 см², що відповідає площі натурної малої дощоприймальної решітки ДМ-1 при геометричному масштабі моделі $C_L = 20$.

З метою наближення конфігурації висотної схеми моделі з висотними схемами реальних басейнів стоку були розроблені три типових висотних схеми (рис. 2.3–2.5). Похил вздовж осі x приймали у всіх серіях рівним $i_x = 0,01$, а похил i_y – від 0,005 до 0,02.

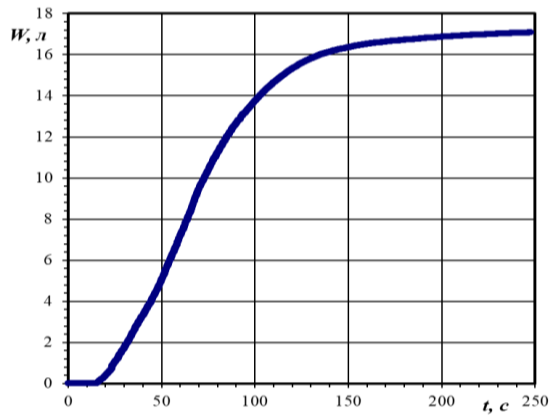
Типові експериментальні криві об'ємів притоку, отримані на фізичній моделі басейна стоку в серії дослідів №1, для висотної схеми №1 ($i_x=i_y= 0,01$) і площі модельного дощоприймача $\omega_m= 25 \text{ см}^2$, за значень інтенсивності модельного дощу $q_{д.м}$ від 1326 л/(с×га) до 2472 л/(с×га) наведені на рис. 4.1. Основні інтегральні параметри стоку для всіх пусків серії №1 наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

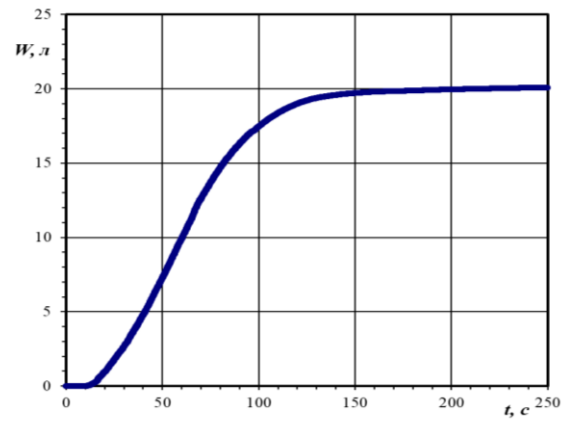
Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та коефіцієнти стоку з модельного басейна стоку ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B = 1$) для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$) для $\omega_m = 25 \text{ см}^2$ і $t_d = 60 \text{ с}$

№ досліду	Об'єм стоку $W_{стоку}$, дм ³	Об'єм дощових вод $W_{дощу}$, дм ³	Витрата модельного дощу $Q_{д.м.}$, л/с	Інтенсивність модельного дощу $q_{д.м.}$, л/(с×га)	Висота шару дощу h_d , мм	ψ
1.1	17,08	17,88	0,298	1326	7,96	0,955
1.2	20,06	20,69	0,345	1534	9,20	0,969
1.3	24,09	24,62	0,410	1825	10,95	0,978
1.4	26,3	26,82	0,447	1988	11,93	0,981
1.5	30,35	30,83	0,514	2286	13,72	0,984
1.6	32,83	33,35	0,556	2472	14,83	0,984
1.7	36,53	37,03	0,617	2745	16,47	0,986
1.8	37,58	38,03	0,634	2819	16,91	0,988
1.9	39,76	40,23	0,671	2982	17,89	0,988
1.10	41,54	41,97	0,700	3112	18,67	0,989
1.11	43,20	43,69	0,728	3239	19,43	0,988

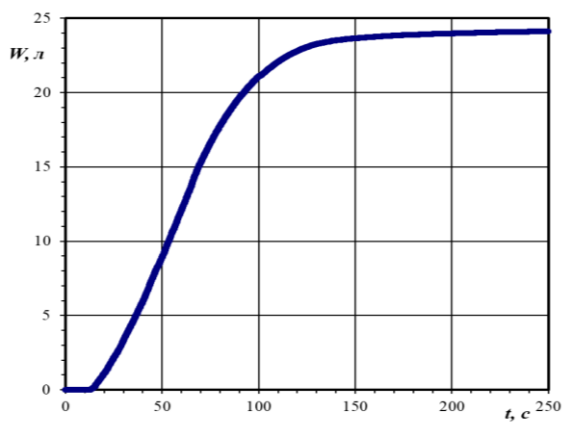
а)



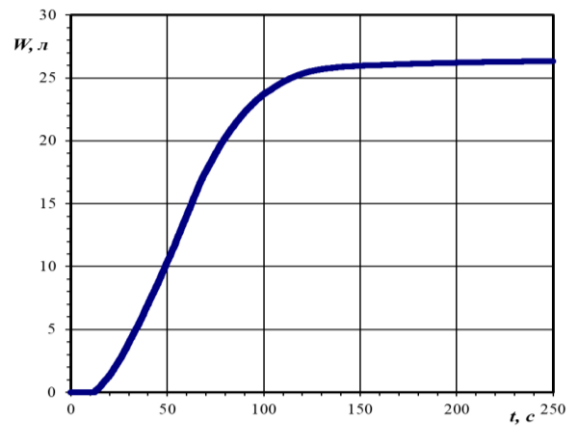
б)



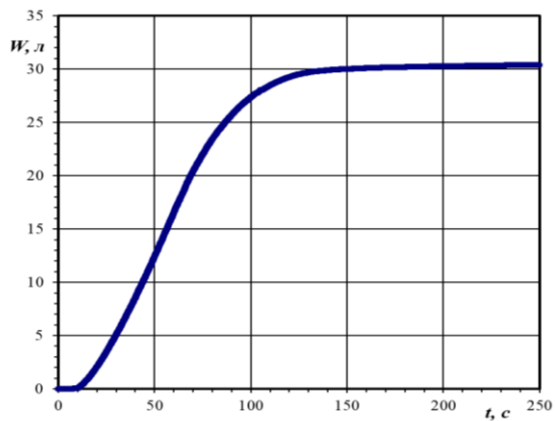
в)



г)



д)



е)

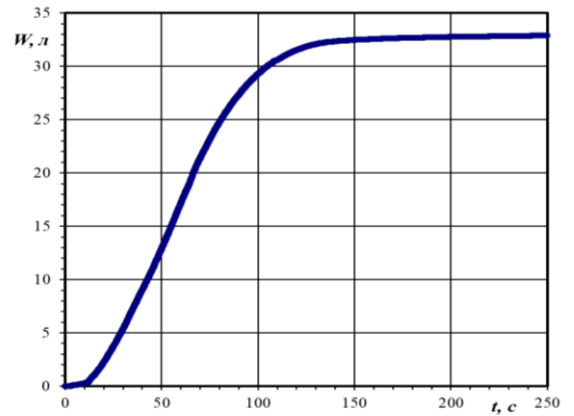


Рис. 4.1. Типові експериментальні криві об'ємів притоку дощових стічних вод з фізичної моделі басейна стоку для інтенсивностей:

а) $q_{д.м}=1326$ л/(с×га), б) $q_{д.м}=1534$ л/(с×га), в) $q_{д.м}=1825$ л/(с×га),

г) $q_{д.м}=1988$ л/(с×га), д) $q_{д.м}=2286$ л/(с×га), е) $q_{д.м}=2472$ л/(с×га)

($F = 2,25$ м²; $L/B=1$; $i_x=i_y=0,01$; $\omega_m = 25$ см², $t_0=60$ с)

Аналіз даних отриманих в експериментальній серії №1 дозволив встановити експериментальну залежність між наченням коефіцієнта стоку (ψ) та висотою шару опадів (h_δ), а також від значень інтенсивності модельного дощу (q), яка змінювалась в діапазоні від 1326 л/(с*га) до 3239 л/(с*га). Отримані залежності наведені на рис. 4.2 та 4.3.

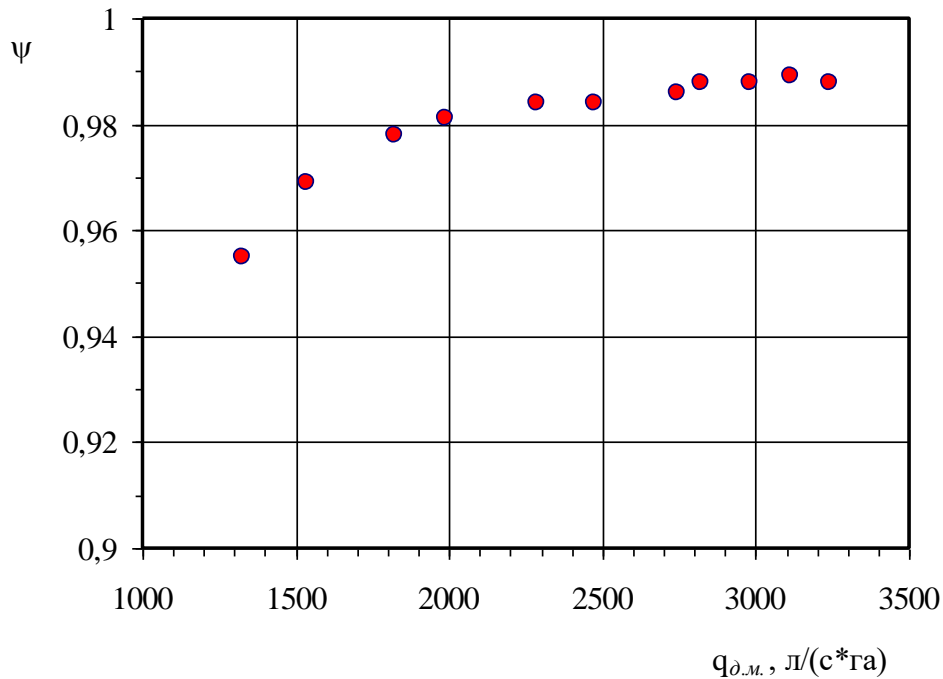


Рис. 4.2. Залежність коефіцієнта стоку від значення інтенсивності модельного дощу ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B=1$; $i_x = i_y = 0,01$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$, $t_\delta=60 \text{ с}$)

Отримана емпірична залежність коефіцієнта стоку від висоти шару опадів, наведена у табл. 4.1, найкраще апроксимується лінією тренду за логістичною моделлю (рис. 4.3):

$$\psi = \frac{0,988}{1 + 0,754e^{-0,389h_\delta}}, \quad (4.1)$$

де h_δ – висота шару опадів, мм; коефіцієнт детермінованості $R^2 = 0,996$.

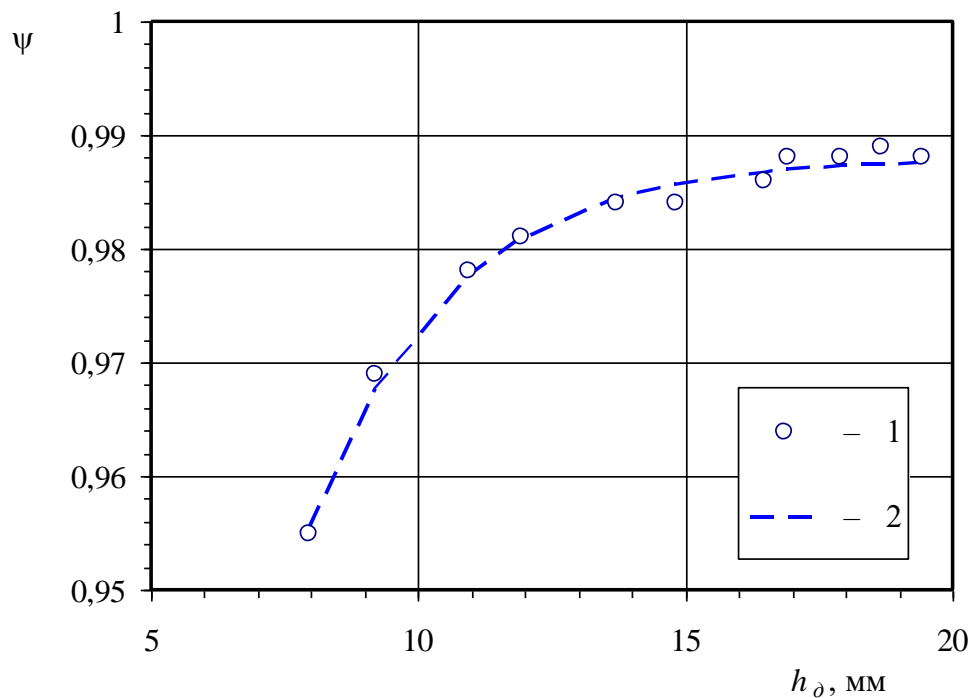


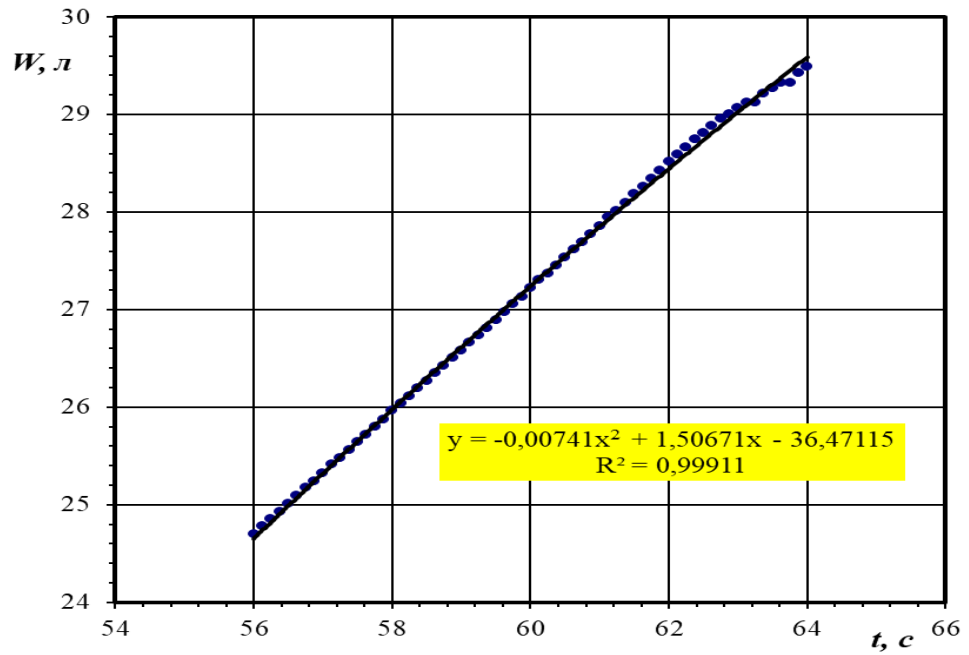
Рис. 4.3. Залежності коефіцієнта стоку від висоти шару опадів модельного дощу ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B=1$; $i_x=i_y=0,01$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$): 1 – емпіричні результати; 2 – за логістичною моделлю (4.1)

Для визначення максимальної витрати дощового стоку було використано метод апроксимації в околі точки $t=t_0$, який полягає у тому, що основна тенденція (тренд) розвитку процесу, що досліджується, розраховується як функція часу. Приклад такого визначення для досліду №1.7 наведено на рис. 4.4.

Під час вибору лінії тренду для даних її величина вірогідності апроксимації (R^2) обчислюється автоматично.

Трендова модель адекватна досліджуваному процесу і відображає тенденцію його розвитку в часі при значеннях R^2 , близьких до 1. Найважливішою проблемою, яка потребує свого рішення при застосуванні методу аналітичного вирівнювання, є підбір математичної функції, за якою розраховуються теоретичні рівні ряду [50].

а)



б)

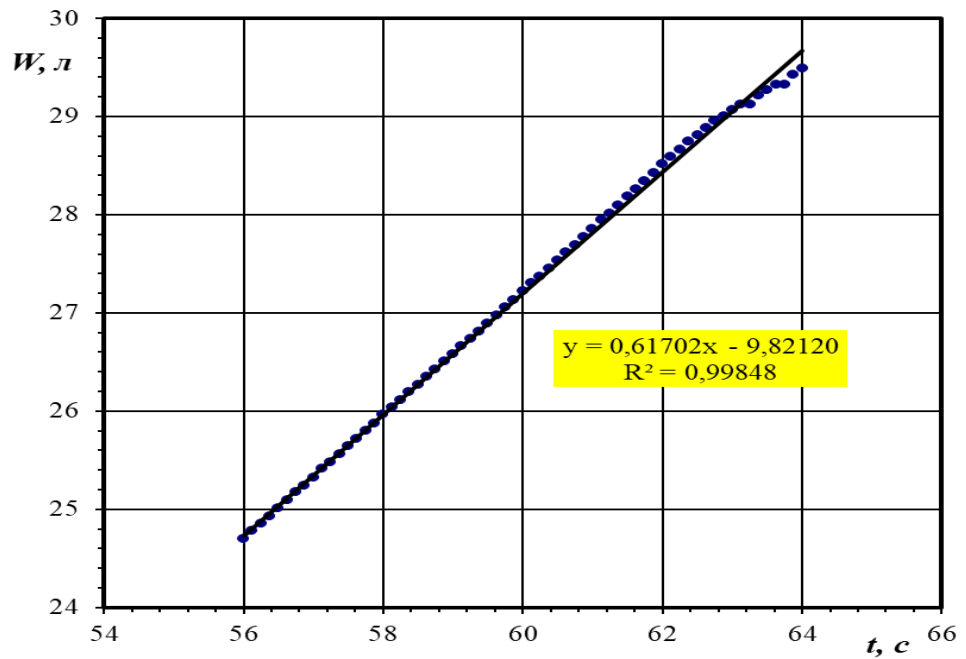


Рис. 4.4. Приклад визначення максимальної витрати стоку з моделі басейна стоку для серії №1, дослід №1.7 ($t_{\partial}=60$ с, $q_{\partial,м}=2745$ л/(с×га)) за апроксимації: а) поліномом другого степеня; б) за лінійним законом

У практиці статистичного вивчення часових рядів розрізняють декілька основних типів розвитку явищ у часі, серед яких нам найбільше підходять наступні:

1) рівномірний – це розвиток з постійним абсолютним приростом рівнів часового ряду. Основна тенденція розвитку описується лінійним типом тренда:

$$\hat{y} = a_0 + a_1 t, \quad (4.3)$$

де a_0 – постійна складова; a_1 – коефіцієнт, що характеризує швидкість (темп) розвитку досліджуваного процесу і напрямок його розвитку (при $a_1 > 0$ рівні динаміки рівномірно зростають, при $a_1 < 0$ - рівномірно знижуються).

Даний підхід реалізовано в лінійній лінії тренду у *Microsoft Excel*. Лінійна лінія тренду зазвичай показує, що значення зростають або спадають рівномірно.

2) рівноприскорений (рівноуповільнений) – це розвиток при постійному збільшенні (уповільненні) темпу приросту рівнів часового ряду. Основна тенденція розвитку описується поліномом другого ступеня:

$$\hat{y} = a_0 + a_1 t + a_2 t^2, \quad (4.4)$$

де a_2 – коефіцієнт, що характеризує зміну швидкості розвитку процесу (при $a_2 > 0$ відбувається прискорення розвитку, при $a_2 < 0$ – уповільнення розвитку);

Даний підхід реалізовано у поліноміальній лінії тренду у *Microsoft Excel*. Поліноміальна лінія тренду є кривою, що застосовуються для аналізу даних, якщо дані змінюються в певному діапазоні. Порядок поліноміальної лінії можна визначити за кількістю коливань (піків) даних або за кількістю вигинів (вершин і впадин) на кривій.

Для визначення максимальної витрати для кожного пуску виконаного в рамках першої серії експериментів було використано лінійну та квадратичну модель, оскільки вони дозволяли провести коректний аналіз експериментальних даних (у всіх випадках коефіцієнт детермінованості R^2 близький до 1).

Узагальнені значення максимальної витрати для серії №1 отримані за лінійною та квадратичною моделями наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Експериментальні максимальні витрати стоку модельованого дощу для дослідної серії №1 на фізичній моделі басейна стоку

$$(F = 2,25 \text{ м}^2; L/B = 1; i_x = i_y = 0,01; t_d = 60 \text{ с})$$

№ досліджу	Максимальна експериментальна витрата стоку, л/с			Похибка δ , %
	за лінійною моделлю (Q_{max}) _{лін.}	за квадратичною моделлю (Q_{max}) _{кв.}	середнє арифметичне Q_{max}	
1.1	0,21705	0,21716	0,21711	0,051
1.2	0,26152	0,2611	0,26131	0,161
1.3	0,3181	0,31776	0,31793	0,107
1.4	0,37533	0,37489	0,37511	0,117
1.5	0,4129	0,41243	0,41267	0,114
1.6	0,43169	0,43164	0,43167	0,012
1.7	0,4943	0,49476	0,49453	0,093
1.8	0,5045	0,50539	0,50495	0,176
1.9	0,55056	0,55067	0,55062	0,020
1.10	0,5921	0,592	0,59205	0,017
1.11	0,617	0,61751	0,61726	0,083

Порівняння максимальних витрат дощового стоку, визначених за лінійним і квадратичним законами показав, що у всіх випадках коефіцієнт детермінованості R^2 близький до 1, а значення максимальної витрати стоку за обома методами, відрізняється не більше ніж $\delta_{max} = 0,176\%$ (табл. 4.2).

Надалі в якості максимальної витрати дощового стоку з фізичної моделі брали середнє арифметичне від значень, отриманих за лінійною та квадратичною моделями.

4.2. Експериментальні гідрографи стоку дощових стічних вод з водонепроникних підбасейнів стоку

Первинним результатом вимірювань поверхневого стоку з фізичної моделі підбасейна стоку у кожній серії дослідів є експериментальні криві об'ємів притоку $W(t)$, аналогічні до кривих об'ємів для серії №1, наведеної на рис. 4.1. Криві об'ємів записані автоматично в режимі онлайн з високою розділювальною здатністю в часі (часовий крок – 0,125 с) та достатньо високою точністю ($\pm 0,02$ дм³) визначення сумарного об'єму стоку на момент часу t .

Для переходу від кривих об'ємів до гідрографів стоку виконували чисельне диференціювання кривих об'єму притоку, заданих у табличній формі. З порівняння різних схем чисельного диференціювання було вибрано двохточкову схему, як найпростішу, яка, разом з тим, дає мінімальний розкид значень витрати та найкраще наближення максимальної витрати стоку до відповідних високоточних значень, отриманих шляхом побудови ліній тренду в околі максимальної витрати (п. 4.1). Для встановлення оптимального значення часового інтервалу Δt було порівняно реалізацію двохточкової схеми чисельного диференціювання кривих об'єму притоку за значень $\Delta t = (1-8)$ с. Порівняльний аналіз отриманих результатів (рис. 4.5) показав, що оптимальний часовий крок, при якому досягаються коректні результати, становить $\Delta t = 4$ с.

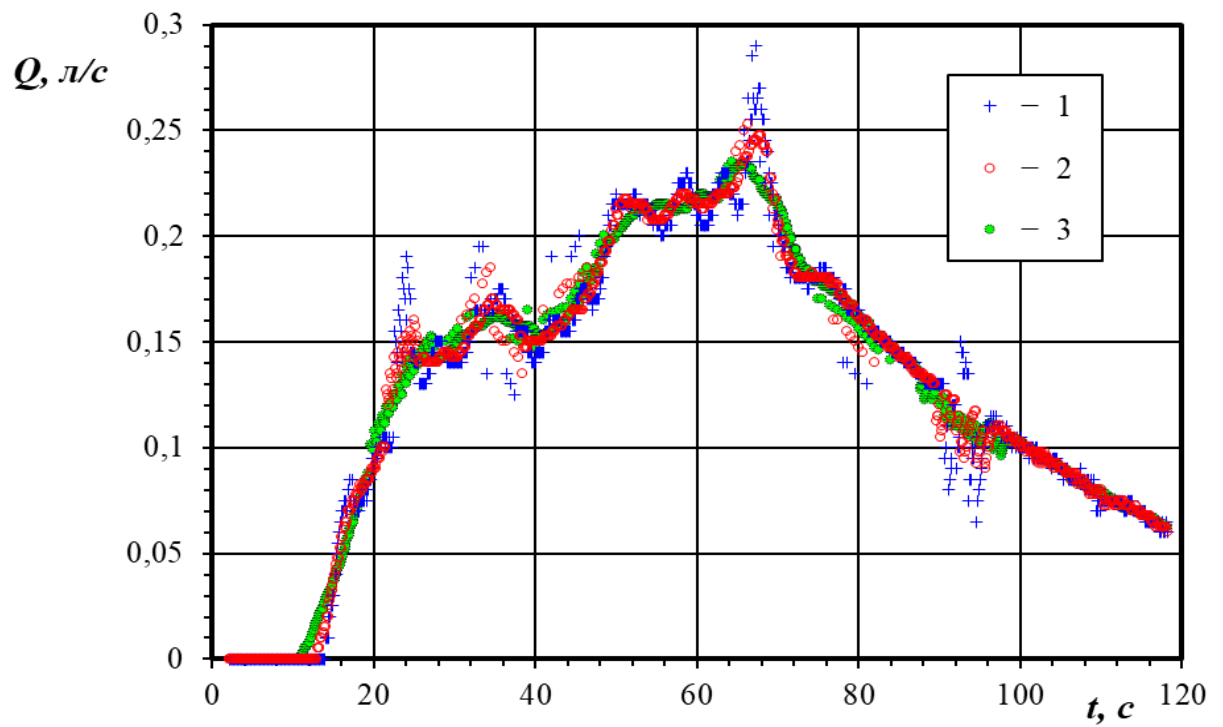
Таким чином, при чисельному диференціюванні кривих об'ємів $W(t)$, заданих таблично, об'ємну витрату дощового стоку в довільний момент часу t знаходили як:

$$Q_i = (W_{i+\Delta t} - W_{i-\Delta t}) / (2\Delta t), \quad (4.5)$$

де Δt – часовий крок, приймався рівним $\Delta t = 4$ с.

Після чого базуючись на середньому значенні максимальної витрати отриманої в результаті чисельного диференціювання з часовим кроком рівним $\Delta t = 4$ с були отримані типові експериментальні гідрографи стоку які представлені на рис. 4.6.

а)



б)

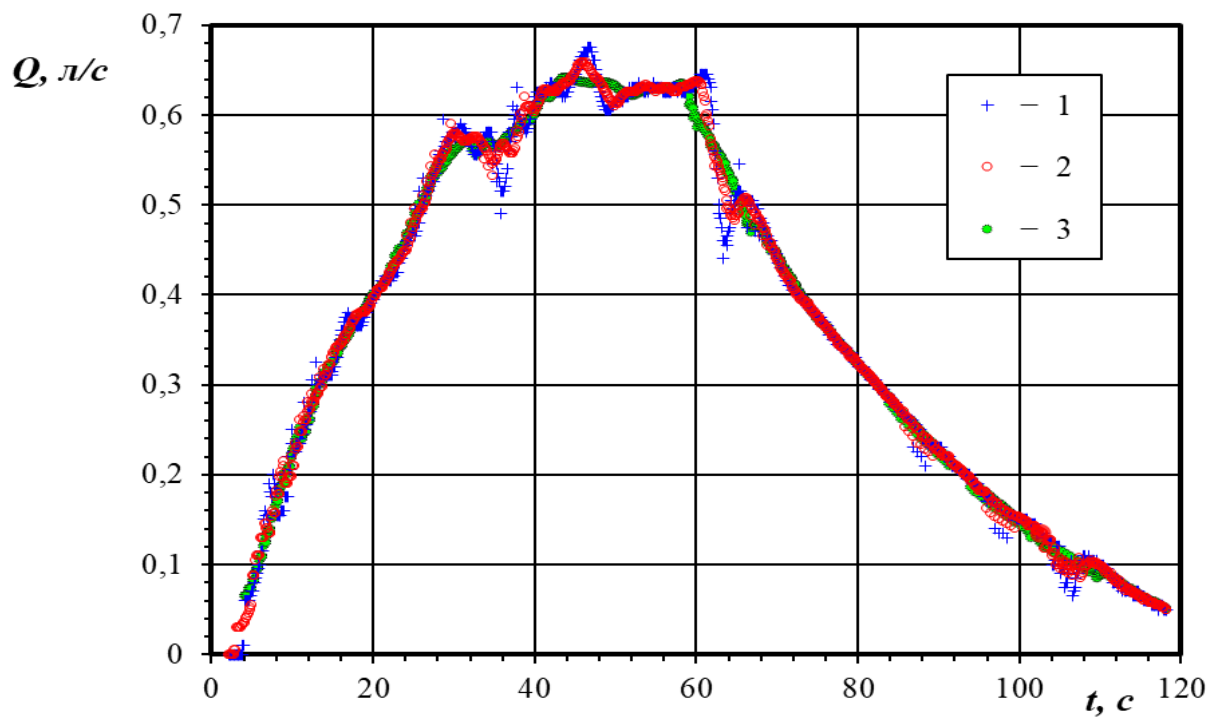


Рис. 4.5. Визначення оптимального значення часового інтервалу при реалізації чисельного диференціювання кривих об'єму для серії №1 при інтенсивностях: а) $q_{д.м.} = 1326 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$, б) $q_{д.м.} = 3239 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ за значень Δt : 1 – 2 с; 2 – 4 с; 3 – 8 с

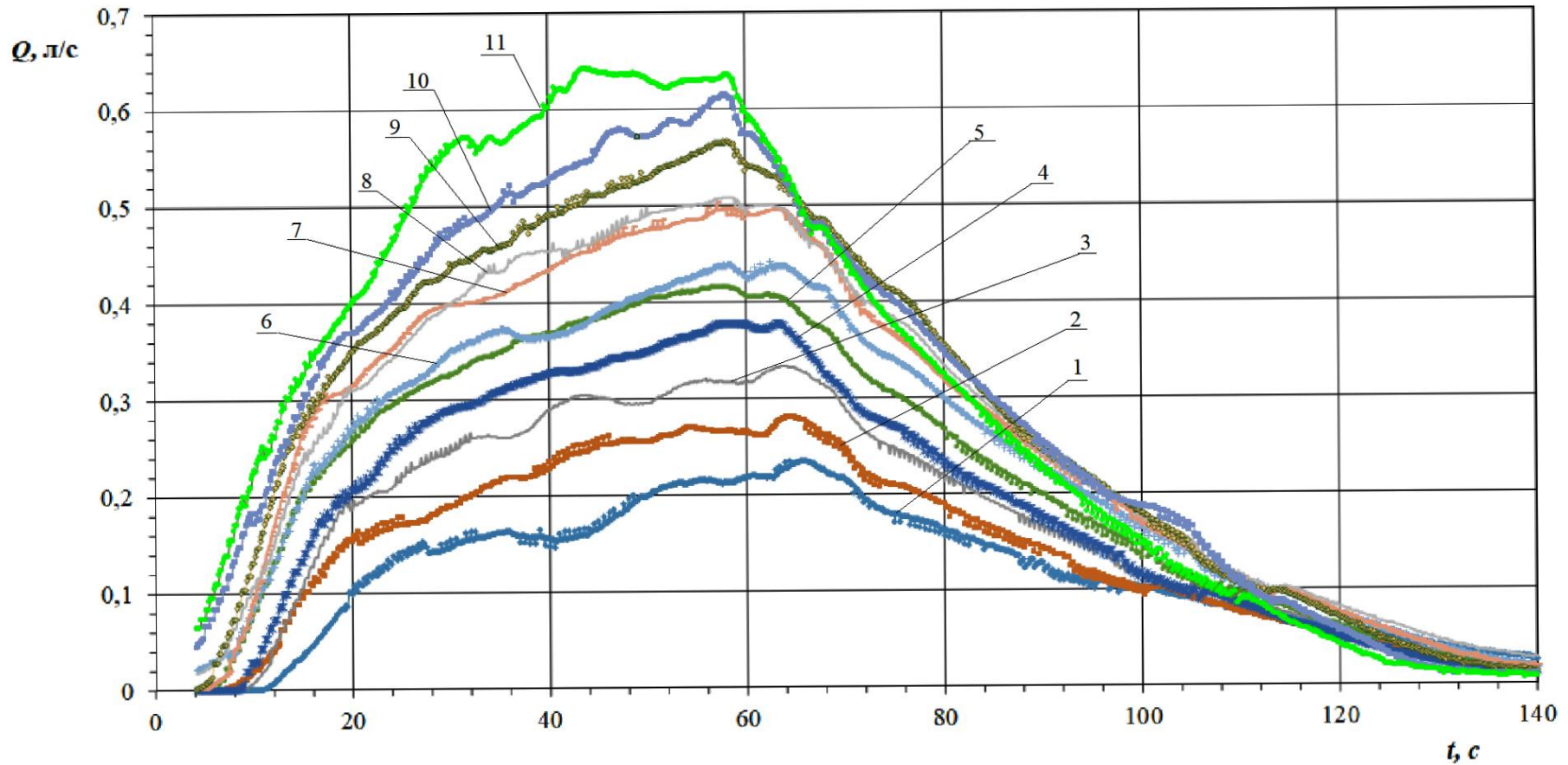


Рис. 4.6. Експериментальні гідрографи стоку з модельного підбасейна ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B = 1$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$) для висотної

схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$) та дощів тривалістю $t_d = 60 \text{ с}$ та інтенсивністю $q_{д.м.}$:

1 – 1326 л/(с×га); 2 – 1534 л/(с×га); 3 – 1825 л/(с×га); 4 – 1988 л/(с×га); 5 – 2286 л/(с×га); 6 – 2472 л/(с×га);

7 – 2745 л/(с×га); 8 – 2819 л/(с×га); 9 – 2982 л/(с×га); 10 – 3112 л/(с×га); 11 – 3239 л/(с×га)

Експериментальні дослідження гідрографів притоку дощових стічних вод виконувались на трьох основних висотних схемах (рис. 2.3–2.5). Похил вздовж осі x приймали у всіх серіях рівним $i_x = 0,01$, а похил i_y – від 0,005 до 0,02.

Хоча даний приклад висотної схеми №1 (повздовжній та поперечний похил є однаковими: $i_x = i_y = 0,01$) є класичним і найбільш розповсюдженим у всіх концепціях і методах моделювання дощового стоку, однак на практиці дана висотна схема практично не зустрічається. Тому відмінності між реальною висотною схемою басейна стоку та схемою, що була закладена в модель, може спричинити розбіжності у результатах, отриманих в результаті моделювання та з використанням реальної висотної схеми.

Також однією з основних відмінностей між найбільш розповсюдженими у всіх концепціях і методах моделювання дощового стоку підходами і реальним басейном стоку є дощоприймач, який має вагомий вплив на витрату стоку з будь-якого басейна.

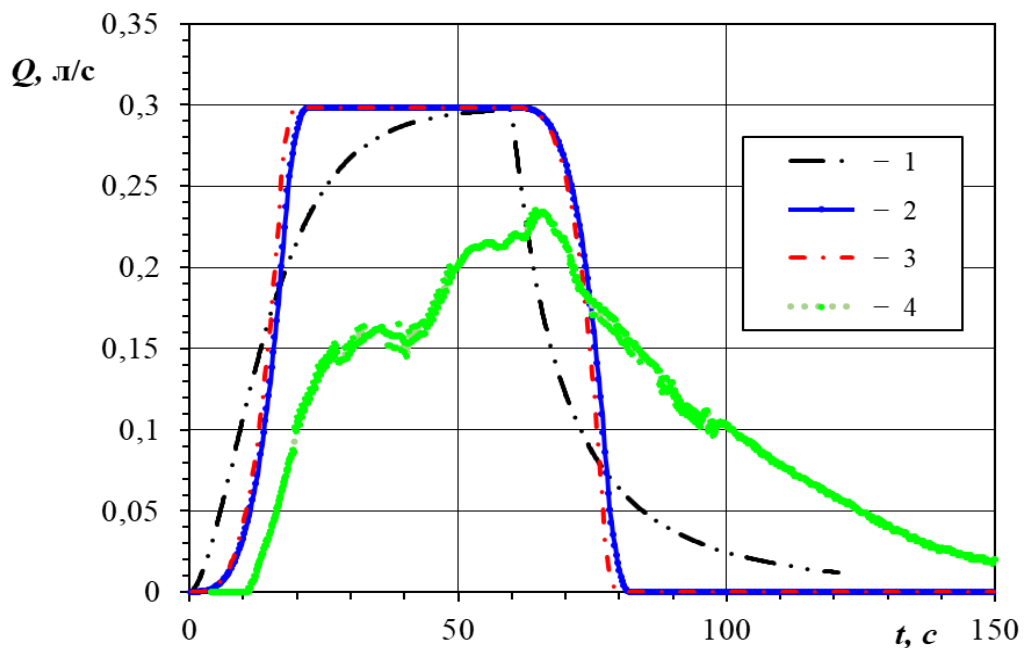


Рис. 4.7. Гідрографи стоку для серії №1 та для висотної схеми №1 при інтенсивності дощу $q_{d,m} = 1326 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

На рисунках 4.7 – 4.17 представлені типові гідрографи стоку отримані для квадратного в плані басейна стоку площею $F = 2,25 \text{ м}^2$ при тривалості модельованого дощу $t_d = 60 \text{ с}$ та різних інтенсивностях. На кожному з рисунків представлені гідрографи отримані за методом нелінійного резервуара, секторним та 3D секторним методом, а також експериментальним шляхом.

Комплексний аналіз типових гідрографів представлених на рисунках 4.7 – 4.17 показав, що теоретичні моделі не враховують період початкового затримання, протягом якого відбувається заповнення нерівностей поверхні басейна стоку (ψ_{mid} – середній зважений по площі коефіцієнт стоку для розрахункового дощу) та початок формування поверхневого стоку.

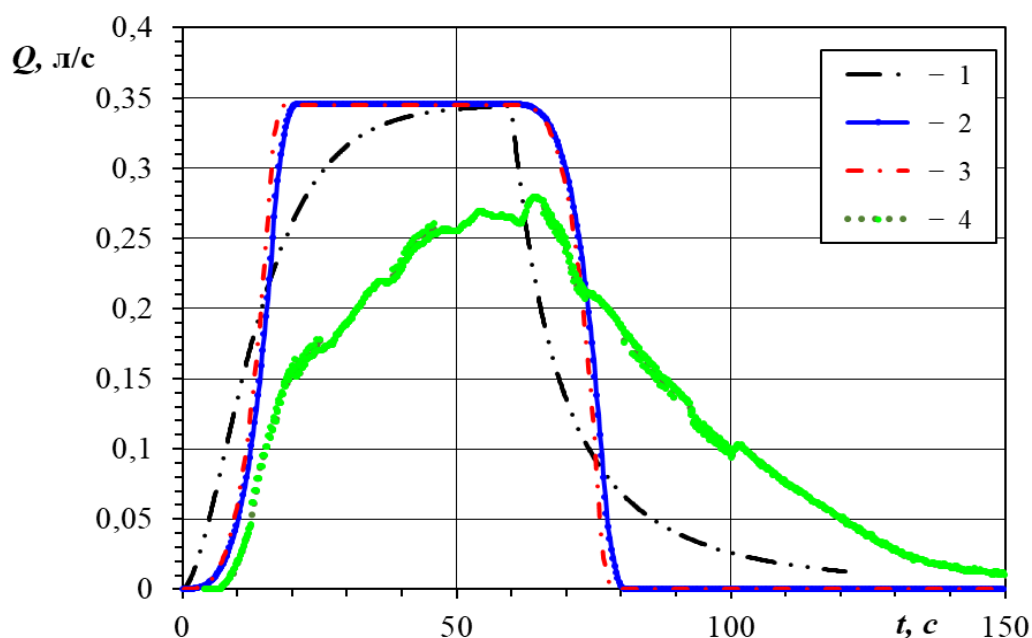


Рис. 4.8. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1

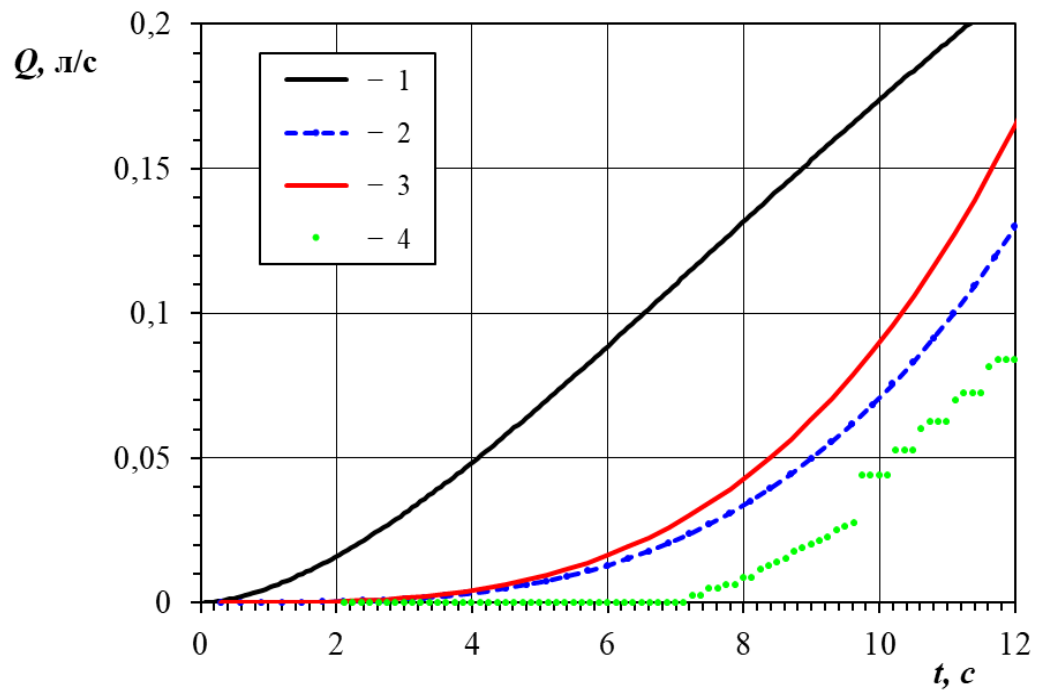
при інтенсивності $q_{d,m}=1534 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:

1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;

3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

Перший етап гідрографів відповідає вільному витіканню крізь дощоприймальний отвір. Відповідно, на цьому етапі отримано практично аналогічну поведінку експериментальних гідрографів та відповідних теоретичних передбачень, зроблених за запропонованим у роботі тривимірним секторним методом (рис. 4.9).

а)



б)

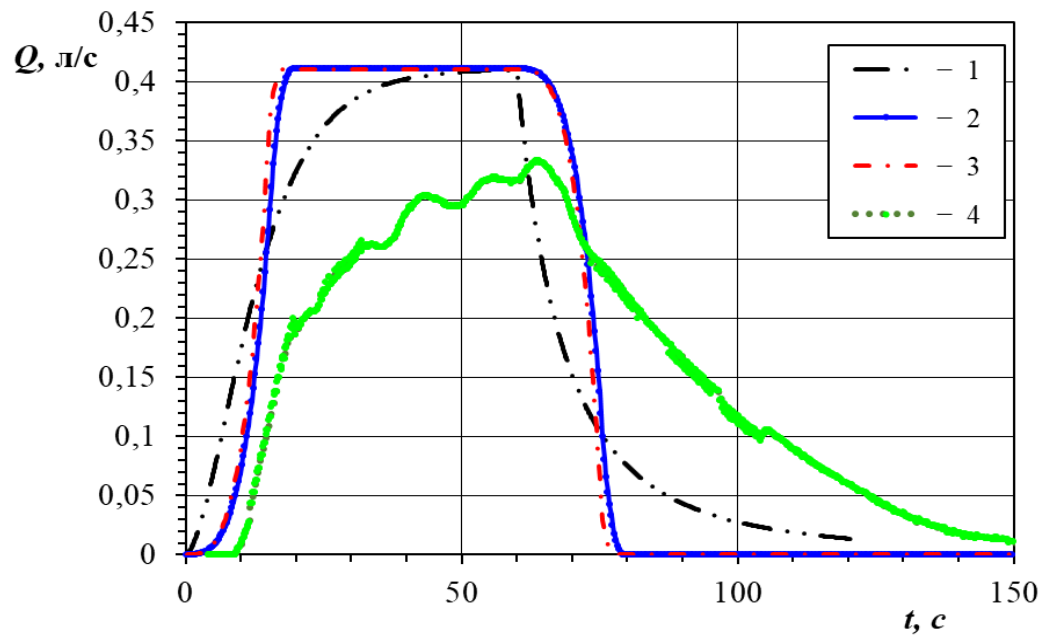


Рис. 4.9. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{д.м} = 1826 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент;
а – початкова ділянка; б – повні гідрографи

Відповідні гідрографи практично накладаються один на другий, якщо виконати зміщення теоретичних гідрографів вправо по шкалі часу на величину початкового затримання стоку Δt_0 , що відповідає висоті шару початкового затримання h_0 . Метод нелінійного резервуару демонструє на початковому етапі стоку різке, майже лінійне зростання витрати, тобто зовсім іншу динаміку, ніж секторні методи та фізичний експеримент. Це зумовлено припущенням про нульову інерційність поверхневого потоку та миттєвий відклик у точці стоку, що є ключовим положенням методу нелінійного резервуару.

Наступним яскравим недоліком, який проявляється в існуючих теоретичних методах є нехтування впливу дощоприймального отвору. Як свідчать результати експериментів, дощоприймачі мають значний регулювальний вплив, а саме суттєво розтягує гідрограф стоку в часі, що значно зменшує його пікові значення та уповільнює процес стоку. Таким чином дощоприймачі виступають первинною ланкою регулювання витрати дощового стоку з поверхні урбанізованих підбасейнів стоку.

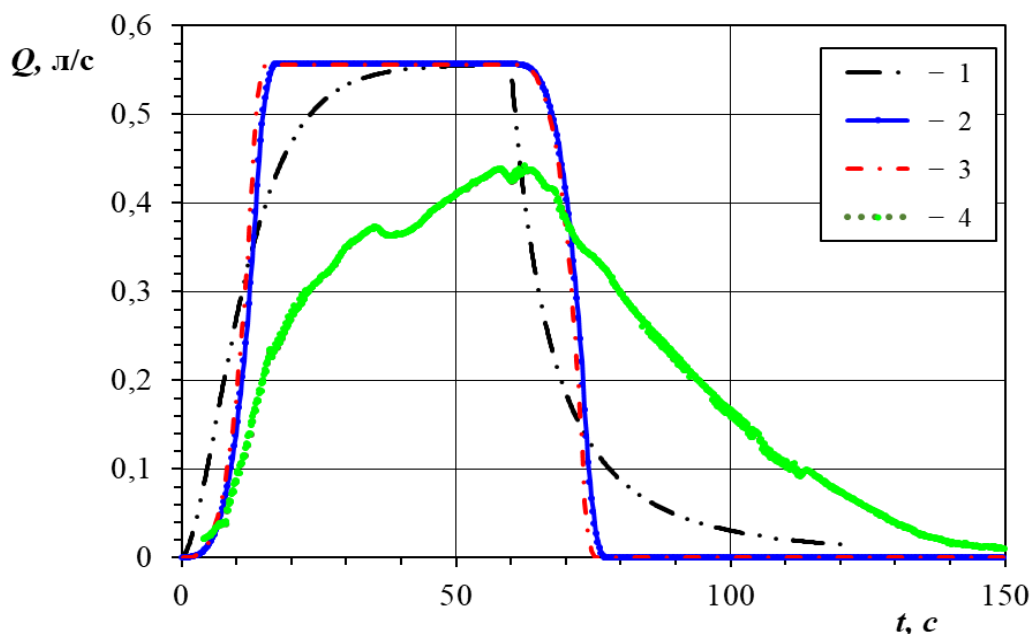


Рис. 4.10. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{д.м} = 1988 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$, отримані за:
 1 – за методом нелінійного резервуару; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

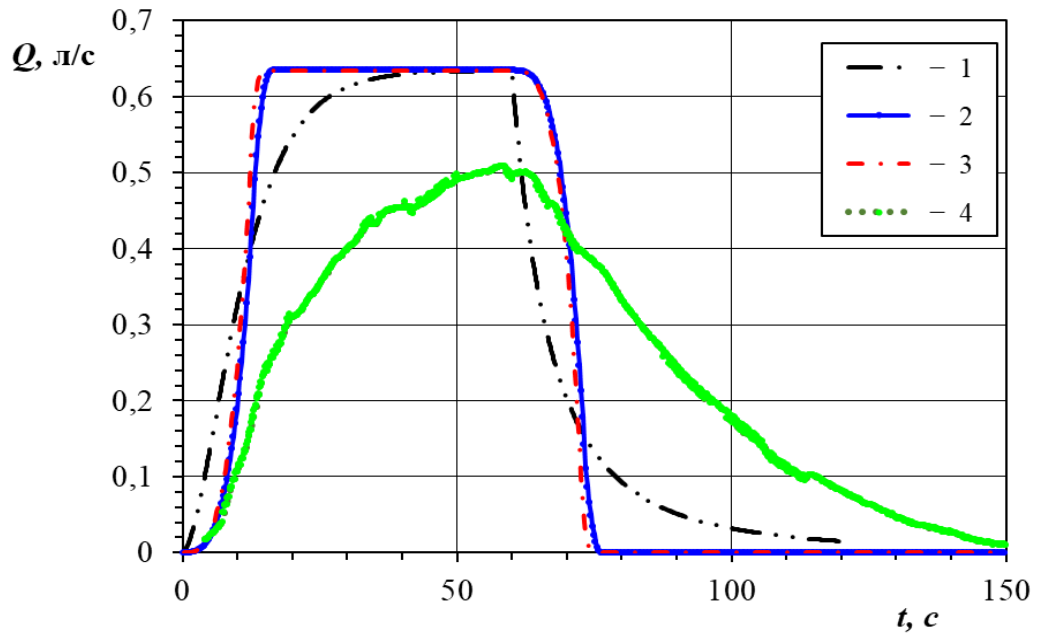


Рис. 4.11. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{d,m} = 2286 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

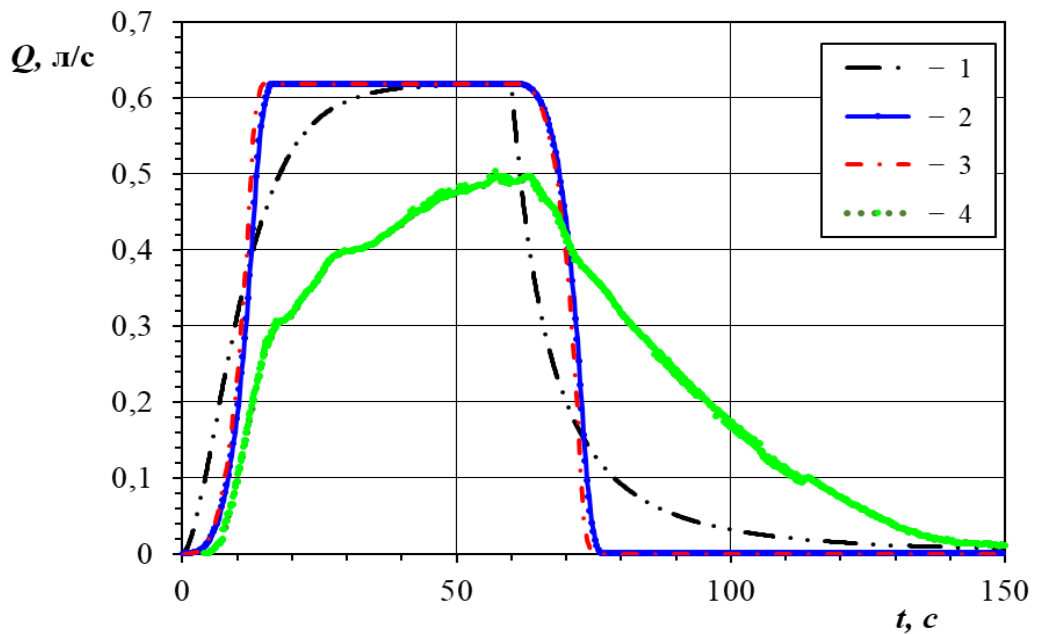


Рис. 4.12. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{d,m} = 2472 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

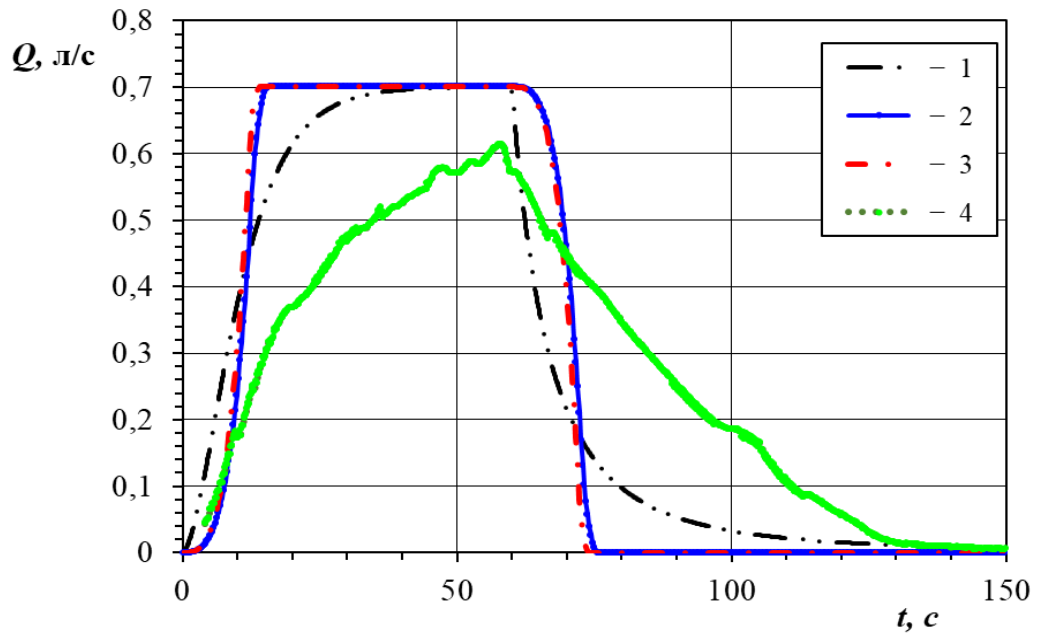


Рис. 4.13. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{d,m} = 2745 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

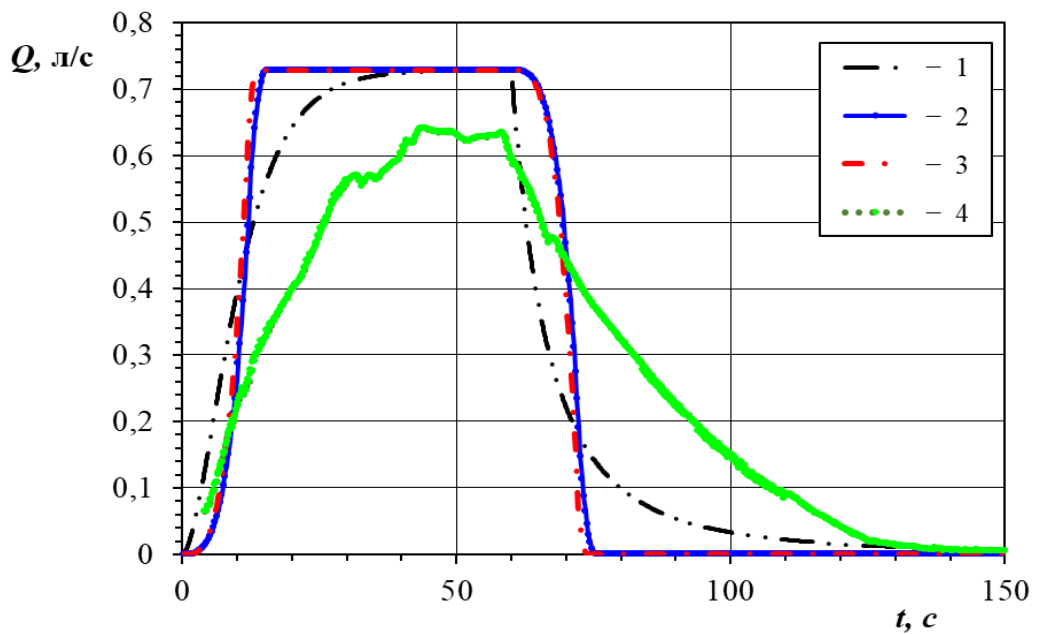


Рис. 4.14. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{d,m} = 2819 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

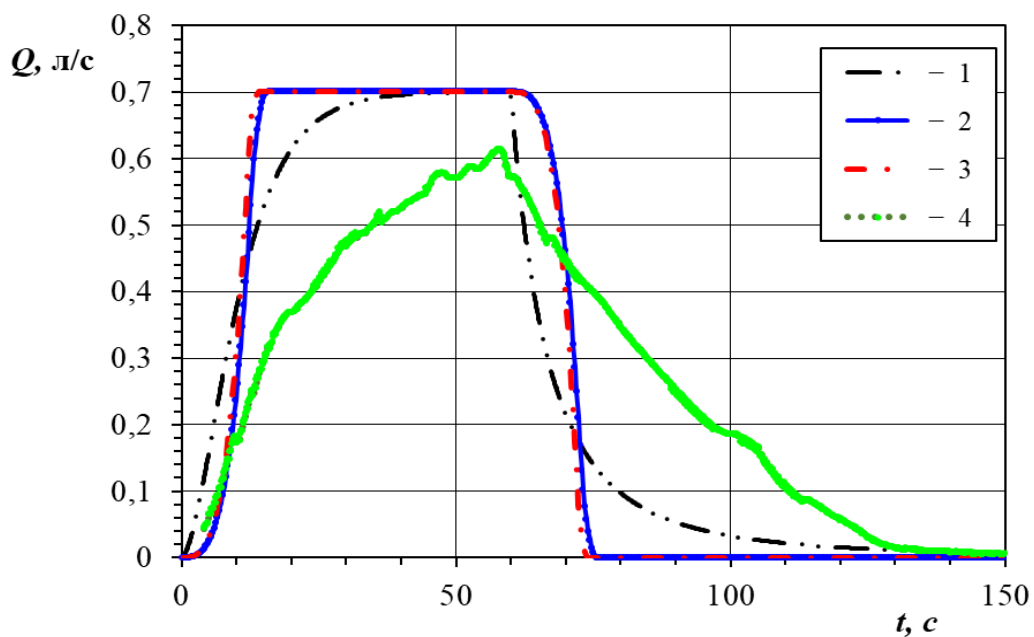


Рис. 4.15. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{д.м} = 2982 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_{д} = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

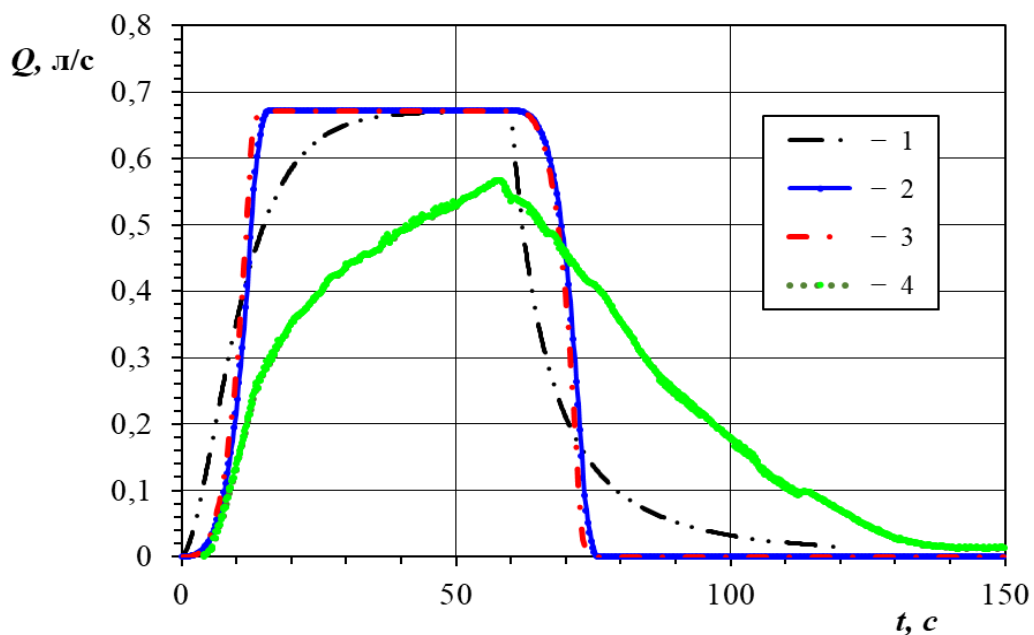


Рис. 4.16. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{д.м} = 3112 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_{д} = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

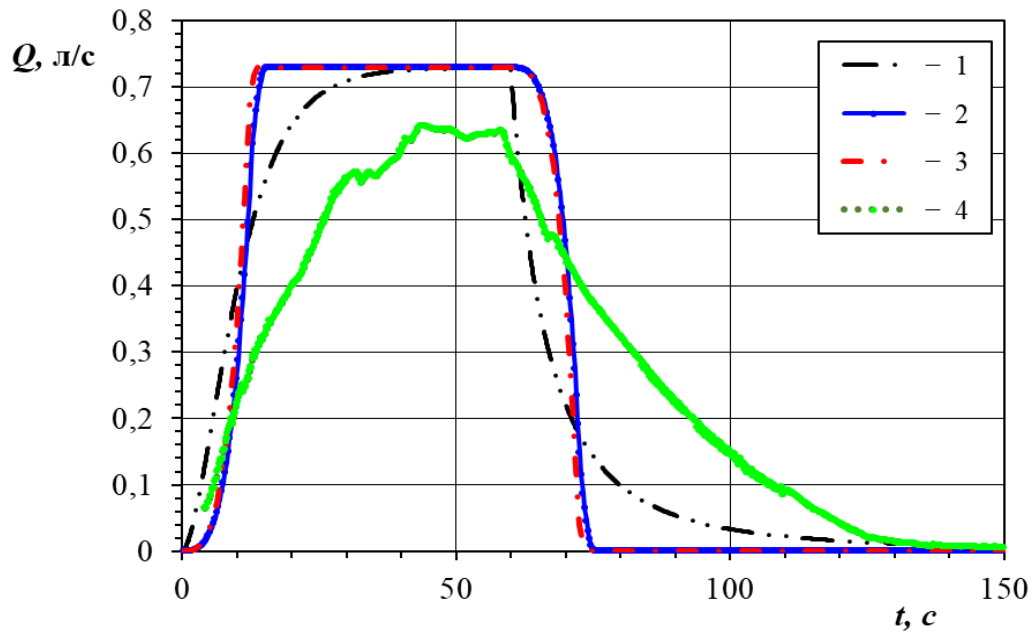


Рис. 4.17. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_{д.м} = 3239 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ та тривалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$:
 1 – за методом нелінійного резервуара; 2 – за секторним методом;
 3 – за 3D секторним методом; 4 – експеримент

4.3. Вплив тривалості модельного дощу на експериментальні гідрографи стоку

З метою вивчення впливу періоду одноразового перевищення P на гідрографи стоку було виконано ряд пусків експериментальної установки за однакових значень інтенсивності, але з різною тривалістю модельного дощу.

На рис. 4.18 представлені типові експериментальні гідрографи стоку отримані для квадратного в плані басейна стоку площею $F = 2,25 \text{ м}^2$ для інтенсивності випадання модельованого дощу $q_d = 2286 \text{ л/(с} \times \text{га)}$ при тривалості модельованого дощу $t_d = 60 \text{ с}$ та 120 с відповідно. Отримані гідрографи стоку показують схожі тенденції формування поверхневого стоку та його поведінки на першому етапі. Однак наступний та завершальний етап характеризуються вищим значенням максимальної витрати та значно інтенсивнішим процесом затухання на остатньому етапі.

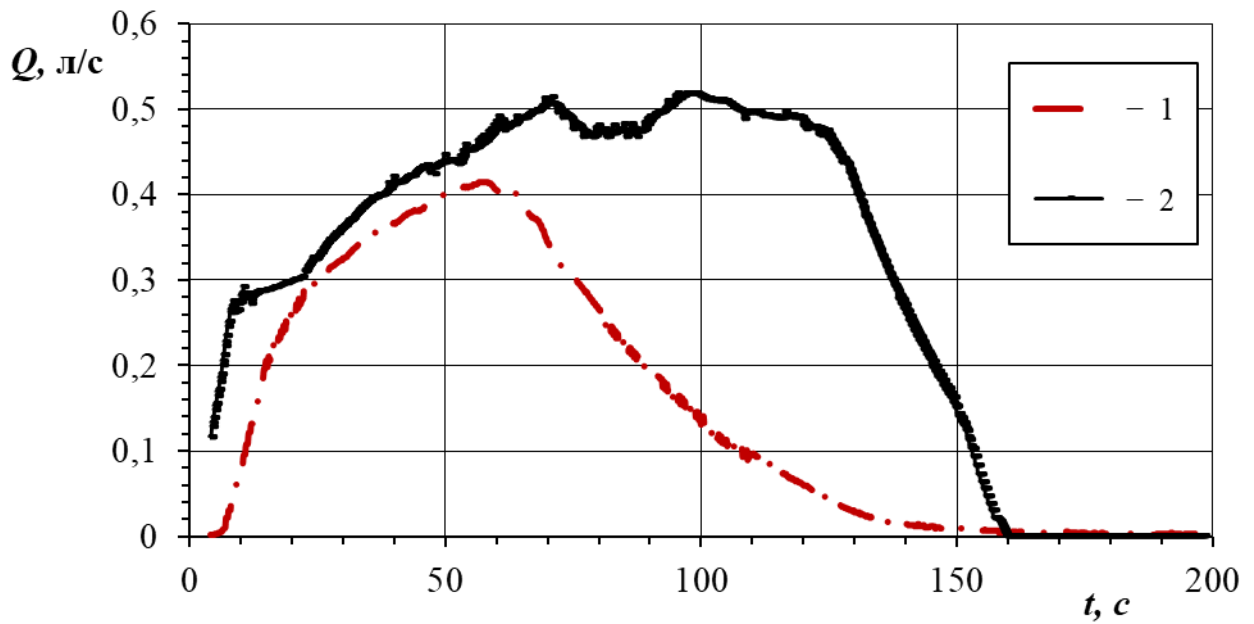


Рис. 4.18. Експериментальні гідрографи стоку з модельного підбасейна стоку ($L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$; $i_x = i_y = 0,01$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$, що відповідає площі натурної малої дощоприймальної решітки ДМ-1 при $C_L = 20$ для $q_{\text{д.м}} = 2286 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ отримані при: 1 – $t_{\text{д}} = 60 \text{ с}$; 2 – $t_{\text{д}} = 120 \text{ с}$

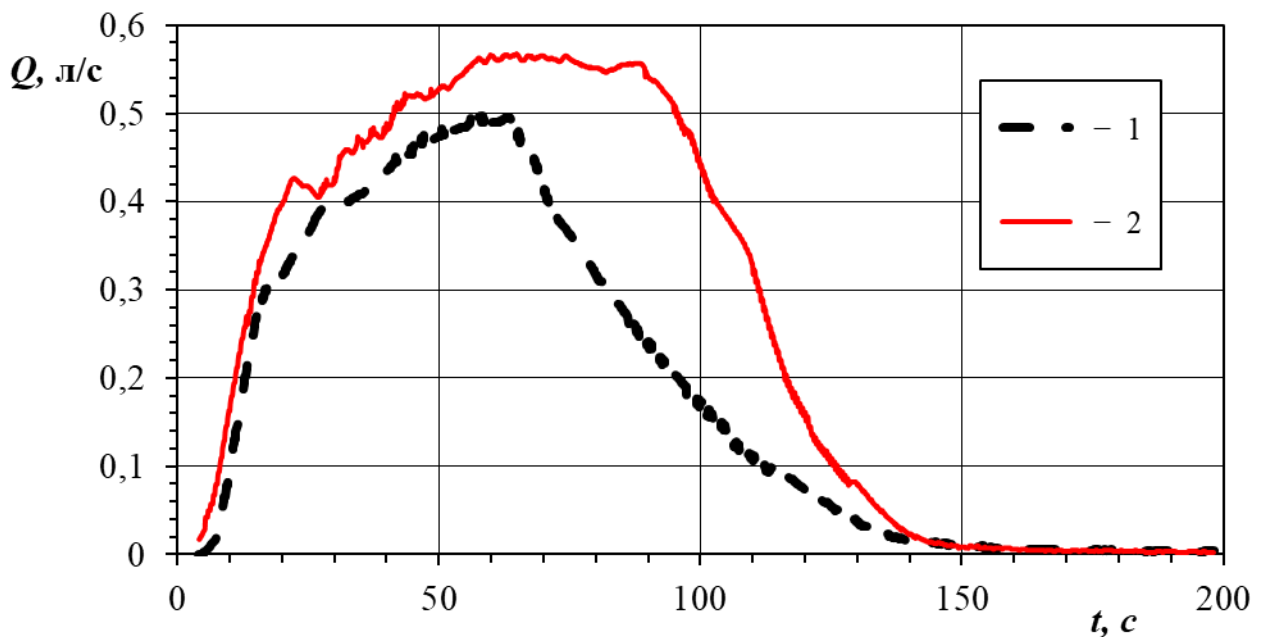


Рис. 4.19. Експериментальні гідрографи стоку з модельного підбасейна стоку ($L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$; $i_x = i_y = 0,01$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$, що відповідає площі натурної малої дощоприймальної решітки ДМ-1 при $C_L = 20$ для $q_{\text{д.м}} = 2746 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ отримані при: 1 – $t_{\text{д}} = 60 \text{ с}$; 2 – $t_{\text{д}} = 90 \text{ с}$

Наведені дані (рис. 4.18 та 4.19) також свідчать про значний регулювальний вплив дощоприймачів, що суттєво розтягує в часі гідрограф стоку та змінює його пікові значення. Оскільки дощоприймачі виступають як первинні регулятори витрати дощового стоку (як було показано вище) з поверхні урбанізованих підбасейнів стоку, то вони зменшують витрату з поверхні басейна стоку, що призводить до накопичення значного об'єму дощового стоку на поверхні басейна. Таким чином, дощоприймач переходить у напірний режим роботи, що спричиняє зменшення тривалості кінцевої фази добігання, для якої характерне повільне і незначне зменшення витрати стоку.

4.4. Експериментальні гідрографи притоку дощових стічних вод з повністю водонепроникних прямокутних в плані басейнів стоку при різних висотних схемах басейна стоку

Для виявлення загальних тенденцій впливу просторової конфігурації басейна на гідрографи стоку дощових стічних вод з урбанізованих територій розглянуто дощовий стік з квадратних у плані басейнів стоку з дощеприймачем, розташованим у його нижній частині (рис. 2.1). Басейн приймався однорідним, з постійним у всіх точках і незмінним в часі середнім коефіцієнтом стоку ψ_{mid} . Інтенсивність модельованого дощу приймалася незмінною в часі та однаковою по всій площі басейна стоку. Отримані експериментальні гідрографи стоку для різних висотних схем представлені на рис. 4.20.

Похило вздовж осі x приймали у всіх серіях рівним $i_x = 0,01$, а похило i_y – від 0,005 до 0,02; відповідні ізолінії висот наведені на рис. 2.3–2.5. Порівняльний аналіз експериментальних гідрографів стоку показує, що при збільшенні похилу басейна стоку вздовж осі y (навіть при фіксованому y у всіх серіях похилі вздовж осі x) витрата стоку зростала більш динамічно, досягаючи при цьому більших максимальних значень.

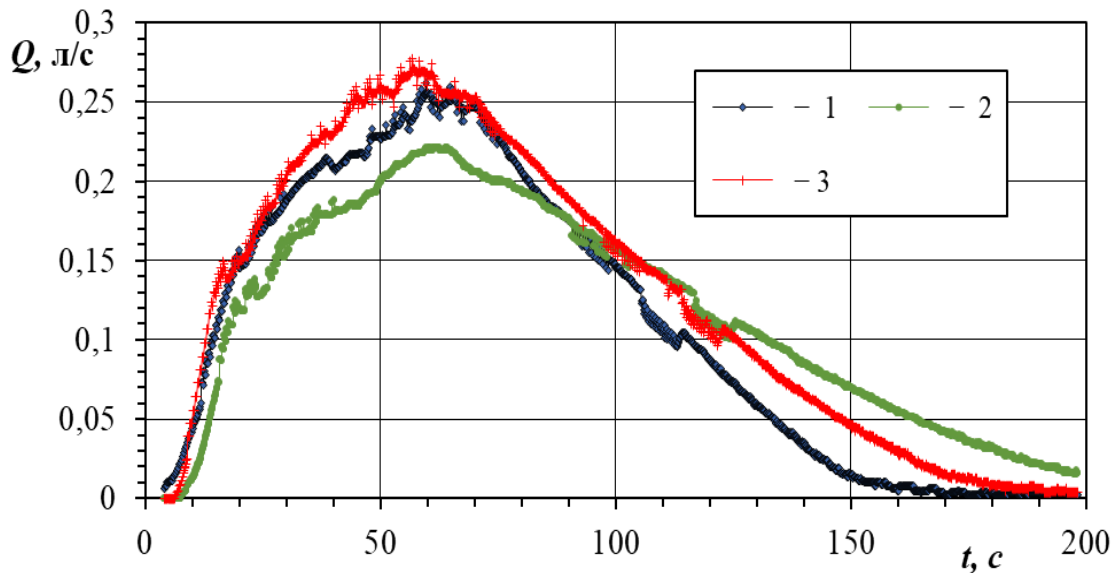


Рис. 4.20. Експериментальні гідрографи стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для інтенсивності випадання дощу $q_{\partial} = 1890 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$, отриманих для різних висотних схем:

1 – №1 ($i_x = i_y = 0,01$); 2 – №2 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,005$); 3 – №3 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,02$)

4.5. Експериментальні гідрографи в безрозмірних координатах

З метою встановлення узагальненого вигляду і аналізу поведінки гідрографів стоку з модельованого підбасейна стоку було проведено трансформацію експериментальних результатів у безрозмірні гідрографи стоку. При побудові гідрографів за базові значення було прийнято Q_{max} і t_{∂} , безрозмірні витрату і час знаходили за формулами:

$$Q' = Q(t)/Q_{max} , \quad (4.6)$$

$$t' = t/t_{\partial} . \quad (4.7)$$

На рис. 4.21 представлено типові безрозмірні гідрографи стоку з модельного підбасейна ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B = 1$) для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$) та дощів тривалістю $t_{\partial} = 60 \text{ с}$ та інтенсивністю $q_{\partial.м.} = (1326 - 3239) \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ з відповідними теоретичними гідрографами.

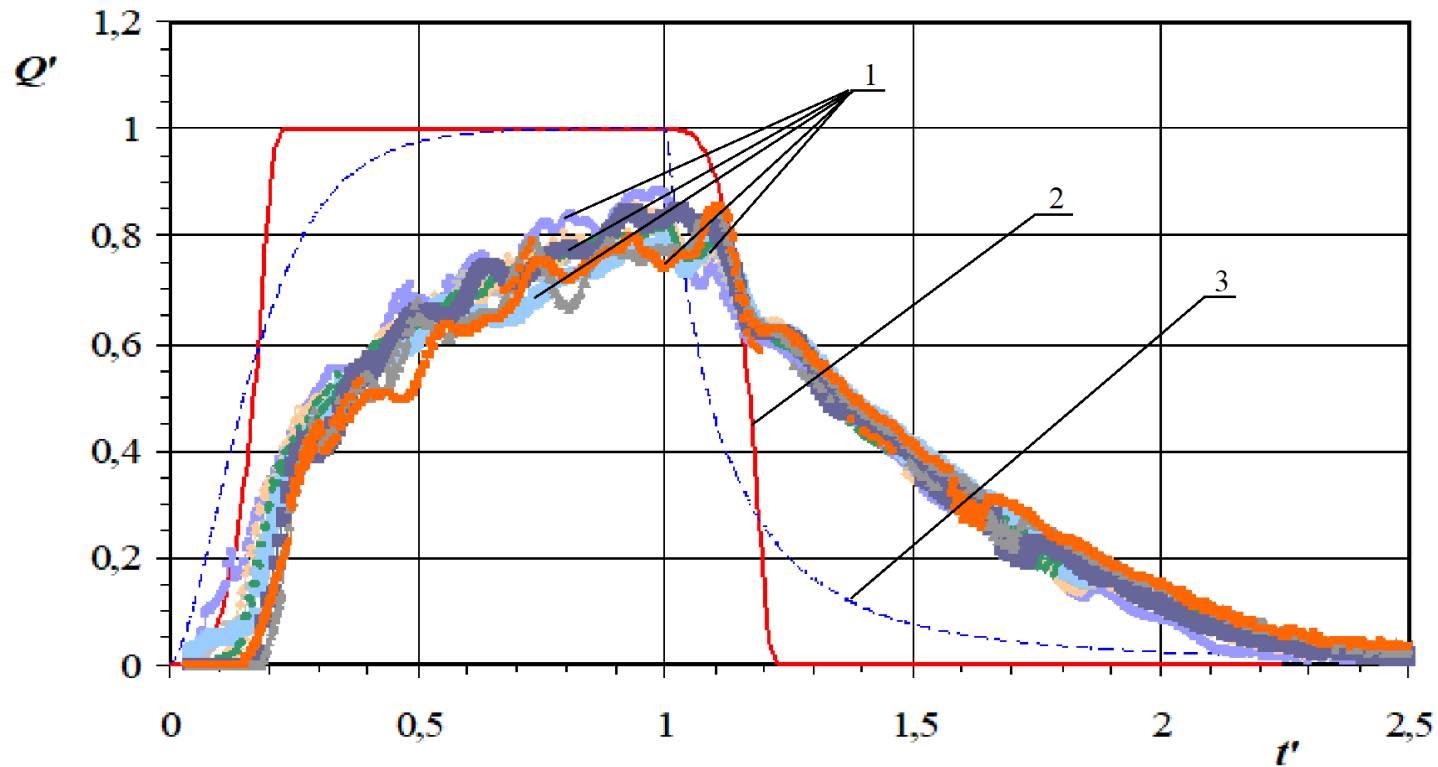


Рис. 4.21. Порівняння узагальнених, безрозмірних гідрографів стоку з модельного підбасейна ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B = 1$; $\omega_m = 25 \text{ см}^2$) для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$) та дощів тривалістю $t_{\delta} = 60 \text{ с}$ та інтенсивністю $q_{\delta.m.} = (1326 - 3239) \text{ л/(с} \times \text{га)}$ (1) з відповідними теоретичними гідрографами, отриманими за тривимірним секторним методом (2) та за методом нелінійного резервуару (3)

Наступним етапом узагальнення і аналізу гідрографів стоку була трансформація серії експериментальних безрозмірних гідрографів до усередненого типового безрозмірного вигляду (рис. 4.22).

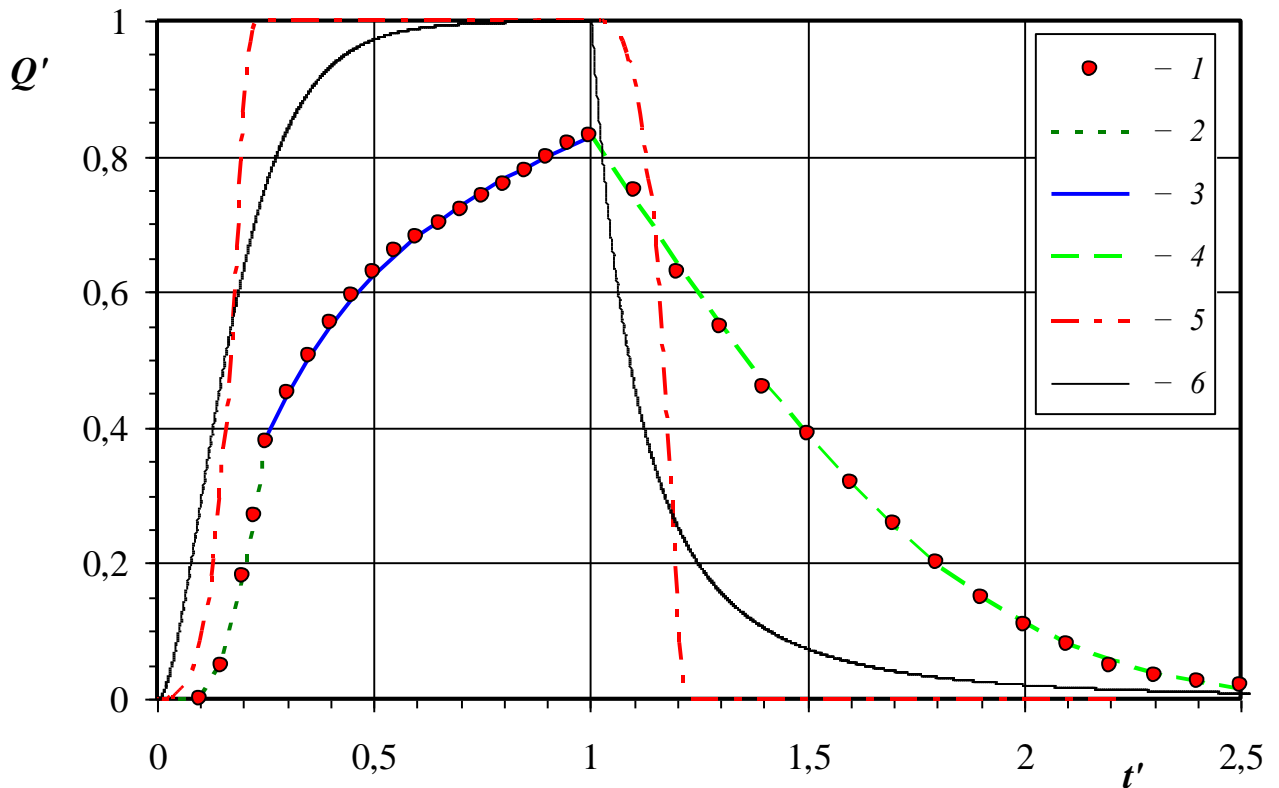


Рис. 4.22. Безрозмірні гідрографи для однорідного водонепроникного підбасейна стоку з $L/B = 1$: 1 – за результатами експериментальних досліджень; 2, 3, 4 – апроксимації для трьох етапів відповідно за модифікованою експонентою (4.8), моделлю водяної пари (4.9) та рівнянням Річардса (4.10); 5 – тривимірний секторний метод; 6 – метод нелінійного резервуару

Для першого етапу осередненого експериментального гідрографа в безрозмірних координатах ($t' \leq 0,25$) найдостовірніша апроксимація експериментальних результатів отримана за допомогою функції модифікованої експоненти (крива 2 на рис. 4.22):

$$Q' = 7,84 \exp(-0,757/t'), \quad (4.8)$$

з коефіцієнтом детермінованості $R^2 = 0,9998$.

Безрозмірна витрата, виражена рівнянням модифікованої експоненти, асимптотично прямує до нуля при зменшенні до нуля безрозмірного часу t' . Окрім того ця модель математично якісно описує початок першого етапу, коли стік або відсутній взагалі (за рахунок заповнення впадин початкового затримання h_0), або ж ще настільки малий, що не фіксується електронною вагою. Наприклад, згідно рівняння (4.8) безрозмірна витрата виходить на значення $Q' = 0,01$ лише за значення безрозмірного часу $t' = 0,11$, що достатньо добре корелює з експериментально отриманою початковою затримкою стоку у модельний водовідвідний колодязь.

Другий етап безрозмірного узагальненого гідрографа стоку найкраще описує модель водяної пари (крива 3 на рис. 4.22):

$$Q' = \exp[0,01 - 0,2/t' + 0,12 \ln(t')], \quad (4.9)$$

де коефіцієнт детермінованості $R^2 = 0,9985$.

На третьому етапі (після закінчення випадання дощу, тобто при $t' \geq 1$) безрозмірний гідрограф стоку з високою точністю описується рівнянням Річардса (крива 4 на рис. 4.22):

$$Q' = \frac{2,66}{[1 + \exp(-4,33 + 1,036t')]^{31,9}}, \quad (4.10)$$

де коефіцієнт детермінованості $R^2 = 0,9994$.

Позитивною характеристикою рівняння (4.10), що відображає поведінку натурального поверхневого стоку, є швидке асимптотичне прямування безрозмірної витрати до нуля при зростанні безрозмірного часу. Так безрозмірна витрата стоку становить $Q' = 0,01$ при $t' = 2,58$, а $Q' = 0,001$ – вже при $t' = 2,95$, що добре узгоджується з дослідними результатами.

4.6. Висновки

У експериментальній частині дисертаційної роботи виконано апробацію розроблених математичних моделей та відповідних методів розрахунку гідрографів дощового стоку з урбанізованих територій з урахуванням регульовального впливу окремих елементів системи дощового водовідведення.

Дослідження виконано на масштабованій фізичній моделі з коефіцієнтом лінійної подібності $C_L = (10-30)$, що відповідає натурним підбасейнам стоку з розмірами в плані від 15×15 м до 45×45 м. Базові похили вздовж координатних осей i_x та i_y приймали в діапазоні від 0,005 до 0,02, причому, як однаковими, так і різними у поздовжньому та поперечному напрямках.

Відповідно до обґрунтованих у розділі 2 значень масштабних коефіцієнтів (табл. 2.1), базова площа дощоприймача на моделі становила $\omega_m = 25$ см², що при геометричному масштабі моделі $C_L = 20$ відповідає площі натурної малої дощоприймальної решітки ДМ-1 $\omega_n = 0,05$ м² та співвідношенню площі натурального підбасейна стоку та дощоприймального отвору $F_n/\omega_n = 18000$.

Отримано експериментальну залежність коефіцієнта стоку ψ від висоти шару опадів h_d , що з високим ступенем точності може бути описана лінією тренду за логістичною моделлю (4.1). При значенні $h_d \approx 7$ мм експериментальний коефіцієнт стоку $\psi \approx 0,95$, що відповідає значенню, яке рекомендується в чинних в Україні методиках розрахунку параметрів дощового стоку з повністю водонепроникних урбанізованих басейнів стоку. За збільшення h_d коефіцієнт стоку поступово зростає, асимптотично наближаючись до значення $\psi_{\max} = 0,988$.

Удосконалена методика експериментального визначення максимальної витрати дощового стоку, що полягає у апроксимаційній обробці діапазону експериментальних точок на кривій об'єму в околі точки максимуму, що відповідає тривалості модельного дощу t_d . Показано, що відносна різниця між розрахунковими значеннями максимальної витрати, отриманими з лінійних та квадратичних апроксимацій, не перевищує 0,18 %, що є непрямым

підтвердженням високої точності методу. Вказаний вище факт можна використати для високоточного автоматизованого отримання гідрографів стоку з інтегральних кривих об'єму притоку в часі шляхом визначення поточної витрати як коефіцієнта k лінійного тренду в околі точки з часовим діапазоном $\Delta t = 4$ с.

У цілому експериментальні гідрографи дощового стоку, отримані на фізичній моделі, суттєво відрізняються від теоретичних гідрографів, визначених за секторним і тривимірним секторним методом, а також методом нелінійного резервуару. Причина такої відмінності полягає в припущенні про вільний витік рідини з території підбасейну, що приймається у всіх вищезгаданих теоретичних моделях. Експериментально показано, що розмір дощоприймальних отворів та відповідний гідравлічний опір суттєво дроселюють потік дощових стічних вод на вході у мережу водовідведення. Попередні експериментальні дослідження гідрографів дощового стоку, проаналізовані в роботі, нехтували гідравлічним опором дощоприймальних решіток та реалізовувалися саме для умов вільного витікання потоку з підбасейну, без обмеження потоку по висоті.

Отримані експериментальні гідрографи притоку в дощоприймальний колодязь, аналогічно до теоретичних гідрографів, складаються структурно з трьох характерних етапів. Проте, наявні значні відмінності і в часових інтервалах, і в поведінці об'ємної витрати стоку на цих трьох етапах.

Перший етап експериментальних гідрографів відповідає процесу концентрування поверхневого стоку з території підбасейна та вільному витіканню крізь дощоприймальний отвір. Відповідно, на цьому етапі отримано практично аналогічну поведінку експериментальних гідрографів та відповідних теоретичних передбачень, зроблених за запропонованим у роботі тривимірним секторним методом. Відповідні гідрографи практично накладаються один на другий, якщо виконати зміщення теоретичних гідрографів вправо по шкалі часу на величину початкового затримання стоку Δt_0 , що відповідає висоті шару початкового затримання h_0 . Метод нелінійного резервуару демонструє на

початковому етапі стоку різке, майже лінійне зростання витрати, тобто зовсім іншу динаміку, ніж секторні методи та фізичний експеримент. Це зумовлено припущенням про нульову інерційність поверхневого потоку та миттєвий відклик у точці стоку, що є ключовим положенням методу нелінійного резервуару.

Другий етап експериментальних гідрографів стоку відповідає досягненню часу поверхневої концентрації t_{con} або ж перевищенню пропускної здатності дощоприймального отвору в режимі вільного витіку (відповідно, що настає раніше). Надалі другий етап відбувається під впливом цих двох рушійних факторів: з одного боку, плавного переходу поверхневого гідрографа на постійну величину витрати при $t > t_{con}$, з іншого – поступовим збільшенням глибини потоку в місці розташування дощоприймача та переходом його спочатку в режим водозлива з широким порогом, а далі – в режим напірного витікання крізь отвір. Підпір, зумовлений обмеженою пропускною здатністю дощоприймального отвору, спричиняє зворотний вплив вгору по течії на поверхневий потік, утворюючи відповідну кінематичну хвилю, що рухається проти напрямку течії. Результатом такої взаємодії є чітко виражений хвильовий характер експериментальних гідрографів на другому етапі. При подальшому збільшенні тривалості дощу за фіксованої інтенсивності відбувається поступове виположування експериментальних гідрографів по довжині другого етапу з поступовим асимптотичним хвилеподібним наближенням до деякої сталої максимальної витрати, що відповідає рівноважному значенню напору витікання крізь дощоприймальний отвір, при якому витрати надлишкового дощу, притоку та відтоку зрівноважуються.

Після припинення дощу починається третій етап гідрографа стоку. Динаміка зміни витрати на третьому етапі експериментальних гідрографів є середньою між відносно швидким зменшенням витрати в секторному та тривимірному секторному методах та значно більш повільним – у методі нелінійного резервуару.

Експериментальні гідрографи стоку, отримані для висотних схем №2 і №3 з різними значеннями поздовжнього похилу i_x та поперечного похилу i_y , підтвердили важливість врахування реальних геодезичних похилів підбасейна стоку замість прийняття єдиного середнього по площі значення. Відносна різниця між піковими експериментальними витратами стоку для схем №2 і №3 становить близько 20 %.

Представлення експериментальних гідрографів у безрозмірних координатах $Q' = Q/Q_{max}$ та $t' = t/t_0$ дає в результаті зведення усіх гідрографів у один достатньо вузький масив, осереднені значення якого можна розглядати як універсальний безрозмірний гідрограф стоку, що має місце в дослідженому діапазоні зміни вхідних параметрів.

Статистична обробка параметрів отриманого осередненого експериментального гідрографа стоку показує, що всі три етапи цього гідрографа найточніше апроксимуються за допомогою функцій експоненційної природи. Так, для першого етапу отримано просту експоненційну залежність (4.8), яка фактично є строгою функціональною залежністю ($R^2 = 0,9998$). Другий етап осередненого безрозмірного гідрографа найкраще описує модель водяної пари (4.9) – експоненційно-логарифмічна функція. На третьому етапі (після закінчення випадання дощу, тобто при $t' \geq 1$) безрозмірний гідрограф стоку з високою точністю описується рівнянням Річардса (4.10). Отримані функціональні залежності якісно і кількісно добре відображають граничну поведінку натурних гідрографів: асимптотичне зменшення витрати до нуля при $t \rightarrow 0$, а також швидке асимптотичне прямування безрозмірної витрати до нуля при зростанні безрозмірного часу до $t' \approx 3$.

РОЗДІЛ 5. НАУКОВО-ПРАКТИЧНІ АСПЕКТИ ЗАСТОСУВАННЯ ПРОПОНОВАНИХ МЕТОДІВ МОДЕЛЮВАННЯ ДОЩОВОГО СТОКУ З УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ

5.1. Вплив співвідношення загальних та ефективних водонепроникних покриттів на параметри дощового стоку з урбанізованих територій

Початковим етапом моделювання систем дощового водовідведення є поділ модельованого басейна стоку на типові підбасейни, для яких буде виконано базові обчислення, базуючись на їхніх фізичних характеристиках. Детальний аналіз поверхні урбанізованого басейну стоку з визначенням розрахункових характеристик покриття дозволяє забезпечити достовірність фізичних параметрів, які будуть використані моделлю в процесі обчислень. Розрахункові об'єми поверхневого стоку з урбанізованих територій, відповідно до чинного законодавства, поділяють на 4 різних типи покриттів: 1) покрівлі будинків і споруд, асфальтобетонні покриття; 2) бруковані або щебеневі мостові; 3) райони без дорожніх покриттів, сквери і бульвари; 4) газони. Практична реалізація такого підходу характеризується великою трудомісткістю та неточностями, пов'язаними з визначенням площ територій, які відносять до певного типу покриття.

Як зазначалося у першому розділі, найпоширенішим методом для моделювання кількості та якості поверхневого стоку з урбанізованих територій у світовій практиці використовують програмний комплекс SWMM. Характерною особливістю якого є те, що будь-який урбанізований басейн стоку описується лише одним кількісним параметром – відсотком водонепроникних покриттів. Тому загальна площа урбанізованого басейну стоку поділена на дві частини: водонепроникну та водопроникну. Причому, водопроникна частина має можливість модифікування фізичних параметрів для більш повного врахування особливостей певного басейна стоку. Однак цього не достатньо для достовірної оцінки покриття басейна стоку та якісного моделювання процесів, що мають місце на усій його поверхні. Таким чином,

вище описані підходи мають цілий ряд недоліків, які впливають на їх широке використання і на достовірність даних, отриманих в результаті моделювання.

Подальше вивчення проблематики моделювання дощового стоку зводиться до більш детального аналізу водонепроникних поверхонь басейну стоку за типом їх приєднання до дощової водовідвідної мережі. Загальну площу водонепроникних поверхонь зазвичай поділяють на напряму приєднанні до мережі водонепроникні покриття або так звані ефективні водонепроникні покриття (ЕВнП) та неприєднанні до мережі водонепроникні покриття (НВнП) [192].

Для дослідження території за типами покриття застосовують такі методи: камеральний аналіз розподілу поверхні за типами покривів на основі супутникових знімків місцевості; повномасштабне обстеження із зазначенням меж покриву різних типів із встановленням особливостей підключення різних ділянок до централізованої дренажної мережі; метод статистичної вибірки; методи спектрального аналізу поверхонь; зображення непроникної фракції поверхні витягували із зображень дистанційного зондування за допомогою застосування індексу, виділеного за ознакою, за моделлю V - I - S.

У роботі Аллея [79] було проведено аналіз результатів дослідження 19 мікрорайонів Денвера (США), для яких особливо гостро стояло питання водонепроникних покриттів високоурбанізованих басейнів стоку. В результаті опрацювання та аналізу даних було отримано узагальнену формулу, що пов'язує частку загальних водонепроникних покриттів (ЗВнП) та ЕВнП:

$$P_{eff} = P_{tot}^{1,41}, \quad (5.1)$$

де P_{eff} , P_{tot} – це частки ефективних та загальних водонепроникних покриттів у загальній площі басейну стоку. При цьому коефіцієнт детермінованості становить $R^2=0,98$.

У праці Янга та Болвінга [177] для території Маріон Каунті (США), де проаналізовано 100 однакових басейнів стоку загальною площею 900 км², дозволила отримати апроксимаційну степеневу залежність:

$$p_{eff} = p_{tot}^{1,259}, \quad (5.2)$$

При цьому коефіцієнт детермінованості становив $R^2 = 0,873$. Однак натурні дані характеризувались великим розкидом значень, особливо для басейнів з низьким та середнім ступенями урбанізації, тобто в діапазоні значень $p_{tot} \leq 0,4$ [177].

Удосконалений статистичний метод камерального визначення відсотка ЗВнП дозволяє нівелювати ці недоліки під час використання даного підходу. Оскільки універсальне застосування залежностей (5.1) чи (5.2) для визначення частки ЕВнП може бути некоректним для різних країн світу, то для детального вивчення і аналізу взаємозв'язків між частками загальних та ефективних водонепроникних покриттів для міст і селищ України потрібно отримати залежності, аналогічні до (5.1) – (5.2) для наших умов, що дозволить істотно зменшити затрати на польові дослідження для підвищення рівня достовірності даних у гідрологічно-гідравлічних моделях.

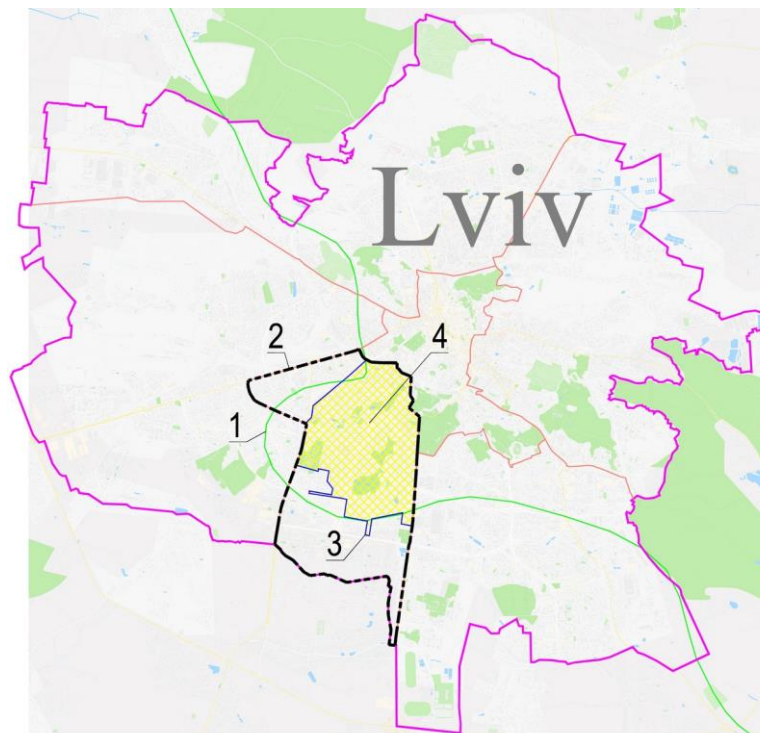


Рис. 5.1. План-схема об'єкта натурального обстеження: 1 – Головний європейський вододіл (географічний вододіл), 2 – межі Франківського району м. Львова, 3 – технічний вододіл Франківського району, 4 – частина Франківського району, що належить до басейну Балтійського моря

Об'єктом дослідження було обрано житлові квартали Франківського району – одного з центральних районів міста Львова (рис. 5.1). В межах Франківського району визначено загальну площу 370,2 га, яка була розділена на 32 квартали для зручності обстеження і аналізу. Усі досліджені квартали знаходяться на території водозбору Балтійського моря м. Львова, а поверхневий стік з цієї ділянки впадає у комбіновану каналізаційну систему Львова і далі – безпосередньо до Львівських очисних споруд.

Межі кварталів розташовані на осі вулиць, загальна площа окремих кварталів коливається від 5,2 га до 23,8 га. Серед обстежених кварталів існують різні типи житлової забудови: сучасні багатоповерхові будинки (2000–2019 рр.) з високим відсотком покращених водонепроникних покриттів, які безпосередньо підключені до каналізаційної мережі; квартали з 2–3-поверховими будинками 1960 – 1980 рр. із значними зеленими насадженнями, будинки із зовнішніми жолобами, що відводять дощову воду до прилеглих зелених насаджень, та дороги з дуже малою кількістю дощоприймачів. Більшість досліджуваних територій є житловими кварталами, типовими для сильно урбанізованого міста, із середніми або багатоповерховими будинками, асфальтованими дорожніми покриттями та високим ступенем благоустрою.

Дослідження місцевості включає проведення повномасштабного обстеження, уточнення меж покриттів різних типів та встановлення особливостей приєднання відповідних територій до об'єднаної каналізаційної мережі м. Львова. Після детального аналізу кварталів було встановлено їх класифікацію за функціональним призначенням: 30 житлових кварталів, розташованих на площі 348,52 га, або 94,1% від загальної площі; один квартал з навчальними, навчальними та адміністративними корпусами (9,95 га, 2,7%); чверть спортивно-рекреаційної території (11,72 га, 3,2%).

Загальна площа кожного кварталу була представлена як сума: 1) ефективних водонепроникних покриттів, які напряму приєднані до мережі водовідведення; 2) водонепроникних поверхонь, не з'єднаних напряму з каналізаційною мережею; 3) ґрунтового покриття та зелених насаджень.

У результаті польового обстеження території були верифіковані межі та типи покривів кварталів. Цей етап роботи дозволив усунути помилки, спричинені неточностями у супутникових знімках місцевості. Протягом процесу польової верифікації були визначені особливості підключення різних ділянок до централізованої водовідвідної мережі. Це дало змогу проаналізувати шляхи поверхневого стоку до міської водовідвідної мережі м. Львова для кожного кварталу.

Кількісні результати аналізу типу покриву зведені в окремі таблиці для кожного з 30 житлових кварталів. Наприклад, у таблиці 5.1 представлені результати польового обстеження кварталу F-2 (на межі вул. Політехніки, вул. Генерала Чупринки, вул. Київської та вул. Бандери).

Таблиця 5.1.

Інформація про типи поверхонь житлового кварталу F-2

№	Тип покриття	Площа		Безрозмірна частка, %
		м ²	га	
1	Приєднані водонепроникні площі	76737	7,674	80,92
2	Неприєднані водонепроникні площі	5288	0,529	5,58
3	Грунтові покриття та зелені насадження	12802	1,280	13,50
4	Загальна водонепроникна площа	82025	8,203	86,50
	Загальна площа:	94827	9,483	100,00

У таблиці 5.1 типи покривів представлені як у розмірних, так і в безрозмірних одиницях відносно загальної площі кварталу.

У таблиці 5.2 представлено узагальнені площі ефективних p_{eff} та загальних p_{tot} водонепроникних покриттів у загальній площі території урбанізованого басейну стоку. Польові обстеження житлових кварталів показали, що загальна площа досліджуваного району становить 348,5 га, з них 58,46% – непроникні покриття, 41,17% ґрунтові покриви та 0,37% водні об'єкти.

Таблиця 5.2.

Частки ефективних p_{eff} та загальних p_{tot} водонепроникних покриттів у загальній площі території урбанізованого басейну стоку для Франківського району міста Львова

№	p_{tot}	p_{ef}	$F_{tot}, за$	№	p_{tot}	p_{ef}	$F_{tot}, за$
F-1	0,93	0,92	8,21	F-17	0,76	0,68	23,80
F-2	0,87	0,81	9,48	F-18	0,54	0,49	13,92
F-3	0,73	0,68	6,78	F-19	0,46	0,34	5,20
F-4	0,46	0,33	10,24	F-20	0,51	0,43	6,96
F-5	0,81	0,79	14,64	F-21	0,56	0,35	8,20
F-6	0,72	0,68	15,00	F-23	0,46	0,36	11,45
F-7	0,75	0,71	11,10	F-24	0,45	0,40	8,79
F-8	0,75	0,71	9,66	F-25	0,42	0,36	7,99
F-9	0,60	0,49	15,50	F-26	0,39	0,26	9,60
F-10	0,48	0,39	19,24	F-27	0,75	0,70	10,54
F-11	0,60	0,56	7,51	F-28	0,34	0,31	14,72
F-12	0,74	0,71	8,82	F-29	0,34	0,25	14,70
F-13	0,56	0,48	8,85	F-30	0,33	0,27	15,20
F-15	0,44	0,31	7,88	F-31	0,69	0,59	17,50
F-16	0,70	0,59	11,39	F-32	0,44	0,22	15,67

Частка загальних непроникних площ для окремих кварталів коливається від 0,329 до 0,929, а відповідна частка ефективних непроникних площ коливається від 0,222 до 0,917. Це пов'язано із суттєвою різницею у типах розвитку окремих кварталів, що характерно для великих міст, у яких дуже часто межують мікрорайони збудовані в різні історичні епохи.

Для встановлення кореляції між загальною та ефективною водонепроникною площею використовувались наступні підходи: 1) апроксимація для всіх емпіричних результатів для кожного кварталу; 2) апроксимація середніх значень загальної та ефективної непроникності басейна

стоку. Отримані емпіричні залежності між загальною та ефективною водонепроникною поверхнею для усіх досліджених житлових кварталів у Франківському районі Львові за допомогою методології нормалізованої степеневі функції:

$$p_{ef} = p_{tot}^n \cdot \quad (5.3)$$

Сенс нормалізації полягає в автоматичній реалізації очевидної верхньої граничної умови: частка ефективних водонепроникних покриттів $p_{ef} = 1$, коли загальна частка водонепроникних покриттів $p_{tot} = 1$.

Результати визначення показника ступеня n відповідно до першого підходу наведено на рис. 5.2. В результаті було отримано значення показника $n = 1,308$, що на 7,2 % менше, ніж у формулі (5.1), і на 3,9 % більше порівняння залежності (5.2).

Таким чином, для всіх обстежених житлових кварталів Франківського району Львова отримано наступне співвідношення:

$$p_{ef} = p_{tot}^{1.308} \cdot \quad (5.4)$$

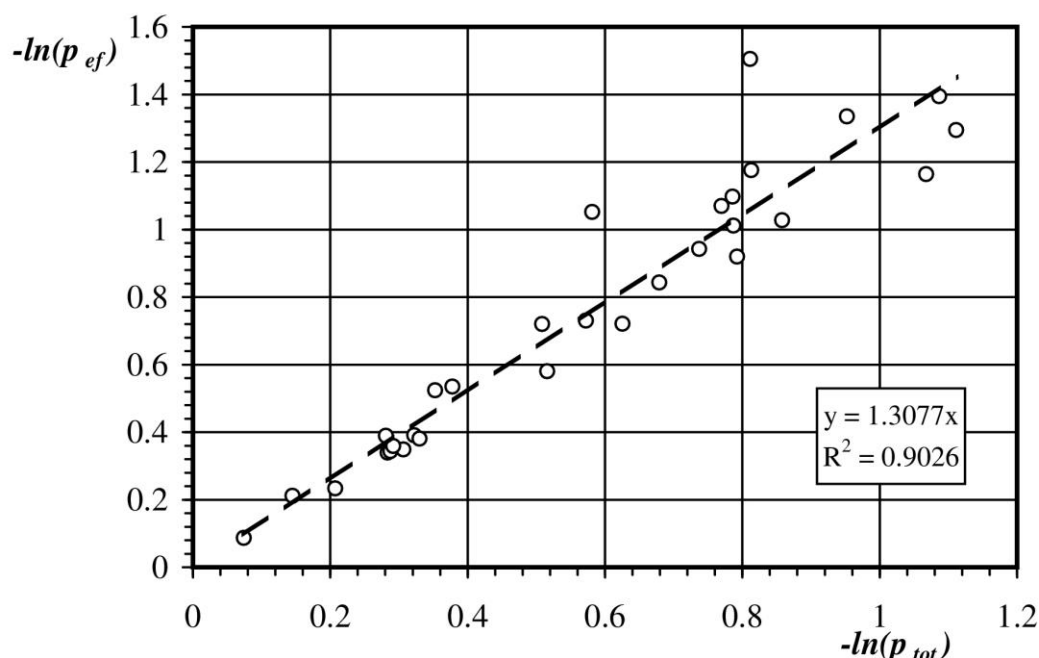


Рис. 5.2. Логарифмічна залежність між частками ефективних та загальних водонепроникних поверхонь для Франківського району міста Львова

Відповідно до другого методу, значення n визначається аналітично, використовуючи відповідно частки ефективних та загальних водонепроникних покриттів у загальній площі території урбанізованого басейну стоку:

$$n = \ln(p_{ef.mid}) / \ln(p_{tot.mid}), \quad (5.5)$$

де $p_{tot.mid}$ – середня частка загальних водонепроникних покриттів для всього досліджуваного підбасейну загальною площею 348,5 га, $p_{tot.mid} = 0,5846$, $p_{ef.mid}$ – середня частка ефективних непроникних площ для усього підбасейна, $p_{ef.mid} = 0,5045$. Показник степеневого закону n у залежності (5.3) при використанні другого, осередненого підходу складає $n = 1,275$, що на 9,6 % менше, ніж у формулі (5.1), і на 1,3 % більше порівняно із залежністю (5.2).

Таким чином, отримані результати натурних досліджень підтверджують важливість поділу загальних водонепроникних покриттів на ефективні (напряму приєднані) та неприєднані до мережі водовідведення.

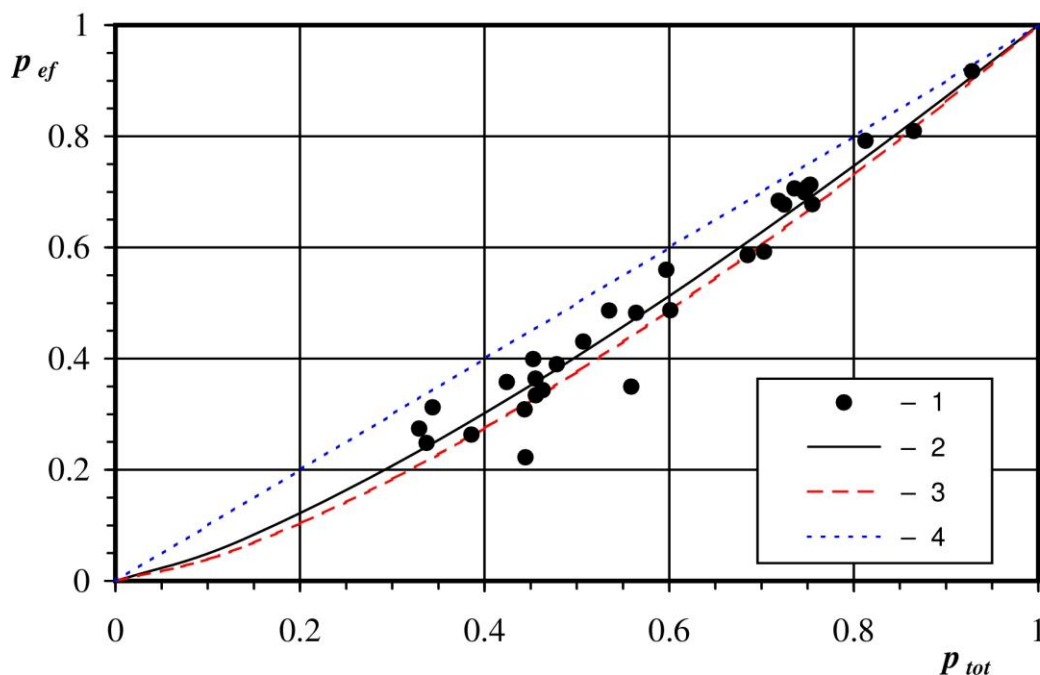


Рис. 5.3. Взаємозв'язки між частками ефективних та загальних водонепроникних покриттів: 1 – повномасштабні результати для Франківського району міста Львова; 2 – результати отримані за допомогою степеневої апроксимації (5.4); 3 – результати отримані за допомогою степеневої апроксимації (5.1); 4 – асимптота $p_{ef} = p_{tot}$

5.2. Визначення основних кількісних параметрів дощів за даними довготермінових натурних спостережень

Останні десятиліття натурних спостережень показали, наскільки змінився клімат у порівнянні з доіндустріальним рівнем: ці зміни глобальні і тривожні. У 2018 році Всесвітня метеорологічна організація констатувала, що 2015 – 2018 роки стали найтеплішими за весь період їх спостережень. У цьому ж році середня температура поверхні Землі була приблизно на 1 °С вищою за доіндустріальний рівень [174].

Клімат в Україні не став винятком. Згідно опублікованих спостережень прослідковується різка мінливість розподілу опадів на території України у 2002 – 2011 роках. У роботі [72] проаналізовано дані, зібрані на 40 гідрометеорологічних станціях з 1991 р. по 2013 р. Висновки невтішні: на 36 з цих гідрометеостанцій були зафіксовані значні перевищення багаторічних місячних максимумів висоти шару атмосферних опадів. Проаналізувавши кліматичні зміни у Тернопільській області (спостереження велися з 1961 по 2010 рік), вчені наголошують на високій ймовірності змін у структурі опадів, зокрема: кількість днів з дощами збільшуватиметься, тоді як кількість днів зі снігом навпаки зменшуватиметься, нерівномірність випадання опадів протягом року ставатиме значущою.

Для розрахунку водогосподарських балансів місцевості важливу роль відіграє значення висоти річного шару опадів. Цей параметр є ключовим при визначенні середніх річних значень об'ємів поверхневого стоку. Значення розрахункового добового об'єму поверхневого стоку залежить від висоти добового шару опадів певної повторюваності і є основним параметром для технологічних розрахунків каналізаційних очисних споруд та інших водовідвідних об'єктів.

У нормативному документі ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [15] середню річну кількість опадів для м. Львова визначено як 742 мм/рік. Однак, варто пам'ятати про тенденцію до постійної зміни кількості опадів, а тому питання щодо актуальності цього показника залишається відкритим. У ДБН В.2.5-5:2013 [13]

для виконання розрахунків водовідвідних систем і їх елементів рекомендовано значення максимальних добових кількостей опадів для різних міст і селищ України, без уточнення, якому періоду одноразового перевищення відповідають ці значення, а для м. Львова [13] величину максимальної добової кількості опадів і зовсім не вказано.

У рамках співпраці з ЛМКП "Львівводоканал" виконано аналіз і статистичну обробку довготермінового ряду даних гідрометеорологічних спостережень за висотою шару опадів у м. Львові протягом 1945–2018 років, наданих Львівським регіональним центром з гідрометеорології Державної служби України з надзвичайних ситуацій, а також отриманих з відкритих баз гідрометеорологічних даних.

5.2.1. Річні та середні добові висоти шару опадів у м. Львові

У табл. 5.3 наведено середні багаторічні показники атмосферних опадів у м. Львів за період спостережень з 1945 р. до 2018 р. У вказаному часовому інтервалі загальною протяжністю 74 роки проаналізовано дані за 70 повних років спостережень за виключенням 1946, 1948, 1956 та 1980 років. Окремо визначено кількість днів з опадами, що характеризуються висотою шару понад 1 мм. Цей показник є більш актуальним з точки зору моделювання роботи мережі водовідведення та каналізаційних очисних споруд, оскільки висота початкового затримання, за найсприятливіших умов, для сучасних, добре спланованих удосконалених водонепроникних поверхонь не може бути меншою за $h_0 = 1$ мм [8, 10]. Таким чином, добові опади з висотою шару $h_d \leq 1$ мм за визначенням не є стокоформуєчими, тобто стік від таких опадів у систему каналізації відсутній. Відповідно визначено загальну висоту шару опадів з висотою добового шару $h_d > 1$ мм, а також середню добову висоту шару таких дощів.

Порівняння отриманих середніх показників з відповідними нормативними величинами вказує на досить істотні розбіжності. Фактична середня річна висота загального шару опадів за період 1945–2018 рр. становить 733,6 мм, тоді як середня річна висота шару опадів з $h_d > 1$ мм – 704,6 мм, а відповідний

нормативний показник для м. Львова згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [3] становить 742 мм/рік.

Таблиця 5.3

Зведені багаторічні параметри атмосферних опадів у м. Львові
за період з 1945 р. до 2018 р.

№ п/п	Назва показника	Розмірність	Значення
1	Кількість років	–	70
2	Загальна кількість днів	–	25565
3	Загальна кількість днів з опадами	–	11854
4	Середня річна кількість днів з опадами	1/рік	169,3
5	Загальна висота шару опадів	мм	51352
6	Середня річна висота шару опадів	мм/рік	733,6
7	Середня висота шару одного дощу	мм	4,33
8	Середня добова висота шару опадів	мм/добу	2,01
9	Кількість дощів з $h_{\partial} > 1$ мм	–	7860
10	Середня річна кількість дощів з $h_{\partial} > 1$ мм	1/рік	112,3
11	Загальна висота шару опадів з $h_{\partial} > 1$ мм	мм	49321,5
12	Середня річна висота шару опадів з $h_{\partial} > 1$ мм	мм/рік	704,6
13	Середня висота шару одного дощу з $h_{\partial} > 1$ мм	мм	6,28

Важливим питанням, яке потребує перевірки, є наявність чи відсутність систематичної довготермінової зміни параметрів атмосферних опадів для м. Львова. На рис. 5.4 наведено графік зміни в часі річної висоти шару опадів у м. Львові за період з 1945 до 2018 року. Статистичною обробкою річних висот шару опадів за методом найменших квадратів отримано лінійну апроксимацію:

$$H_p = 1,8113P - 2857,9, \quad (5.6)$$

де P – абсолютне значення календарного року. Коефіцієнт детермінованості залежності (5.6) невисокий і становить $R^2 = 0,098$, що пояснюється відносно великими відхиленнями окремих точок ряду від осередненої лінії тренду.

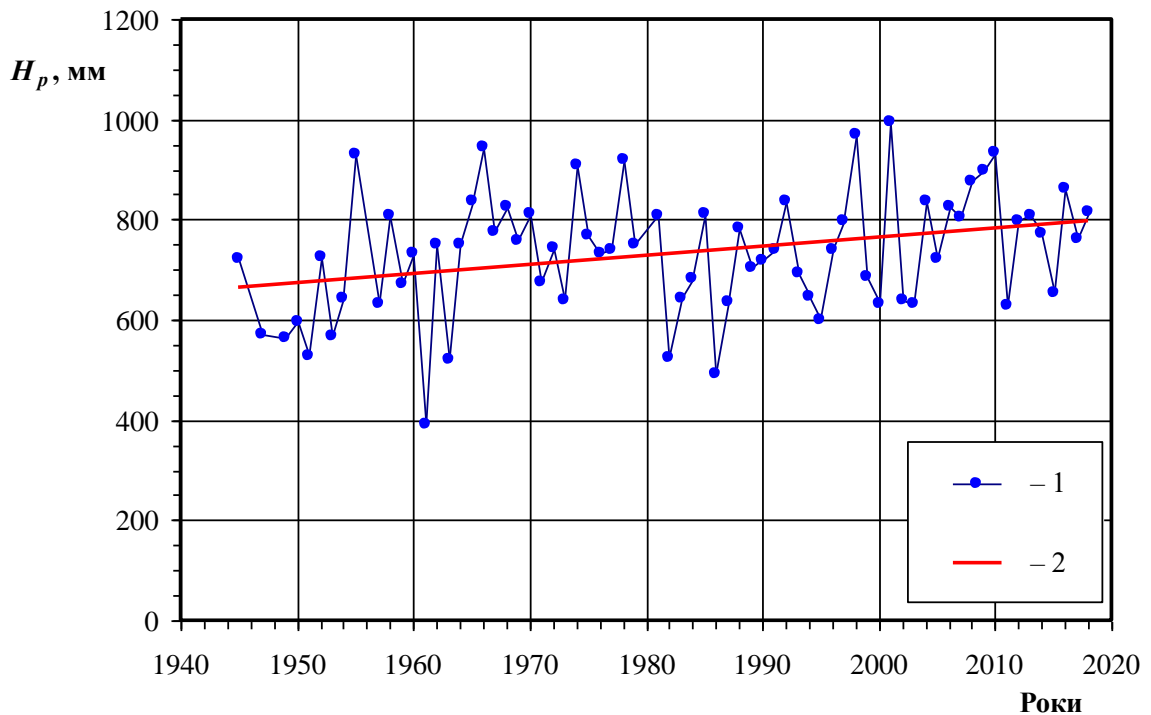


Рис. 5.4. Зміна в часі річної висоти шару опадів у м. Львові за період 1945–2018 рр.: 1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.6)

Як випливає з залежності (5.6), у часовому діапазоні з 1945 р. до 2018 р. має місце систематичне зростання висоти загального річного шару опадів в середньому на 1,81 мм/рік, що становить лише 0,247 % від фактичного середньорічного шару опадів за цей період $(H_p)_{mid} = 733,6$ мм. З іншого боку, за проаналізований період прогнозоване річне значення висоти шару опадів згідно лінії тренду (5.6) зросло з 665 мм/рік у 1945 р. до 797 мм/рік у 2018 р., що складає 18,0 % від середнього багаторічного значення $(H_p)_{mid} = 733,6$ мм.

Аналогічний аналіз виконано для стокоформуючих дощів з добовою висотою шару опадів $h_d > 1$ мм. Отримано лінію тренду з $R^2 = 0,1027$:

$$H_{p1} = 1,8602P - 2983,9. \quad (5.7)$$

За період з 1945 р. до 2018 р. прогнозоване річне значення висоти шару стокоутворюючих опадів H_{p1} згідно лінії тренду (5.7) зросло з 634 мм/рік у 1945 р. до 770 мм/рік у 2018 р., що склало 19,3 % від $(H_{p1})_{mid} = 704,6$ мм.

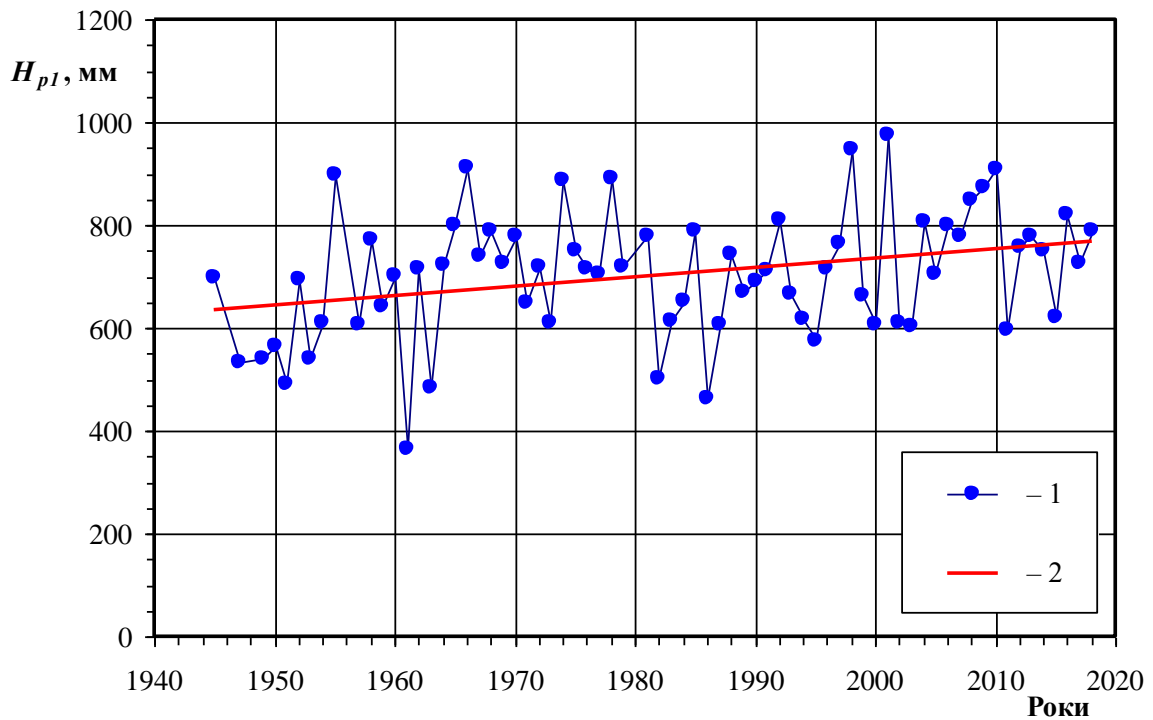


Рис. 5.5. Зміна в часі річної висоти шару стокоформуєчих опадів ($h_{\delta} > 1$ мм) у м. Львові за період з 1945 до 2018 року:
 1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.7)

Виконано також аналіз довготермінової зміни кількості опадів за період з 1945 р. до 2018 р. Згідно з нормативним документом ДБН В.2.5-75:2013 [2] (табл. А.1) розрахункова середня багаторічна кількість дощових днів у м. Львові складає $m_r = 125$ 1/рік.

Статистичною обробкою наявного ряду даних за методом найменших квадратів отримано лінійне зменшення загальної кількості днів з опадами:

$$m_r = 641,3 - 0,238P . \quad (5.8)$$

Середня річна кількість дощових днів за вказаний період у м. Львові становила $169,3$ рік⁻¹, а розрахункові трендові значення зменшилися з $178,4$ рік⁻¹ у 1945 р. до $161,0$ рік⁻¹ у 2018 р. (на 10,3% від середнього).

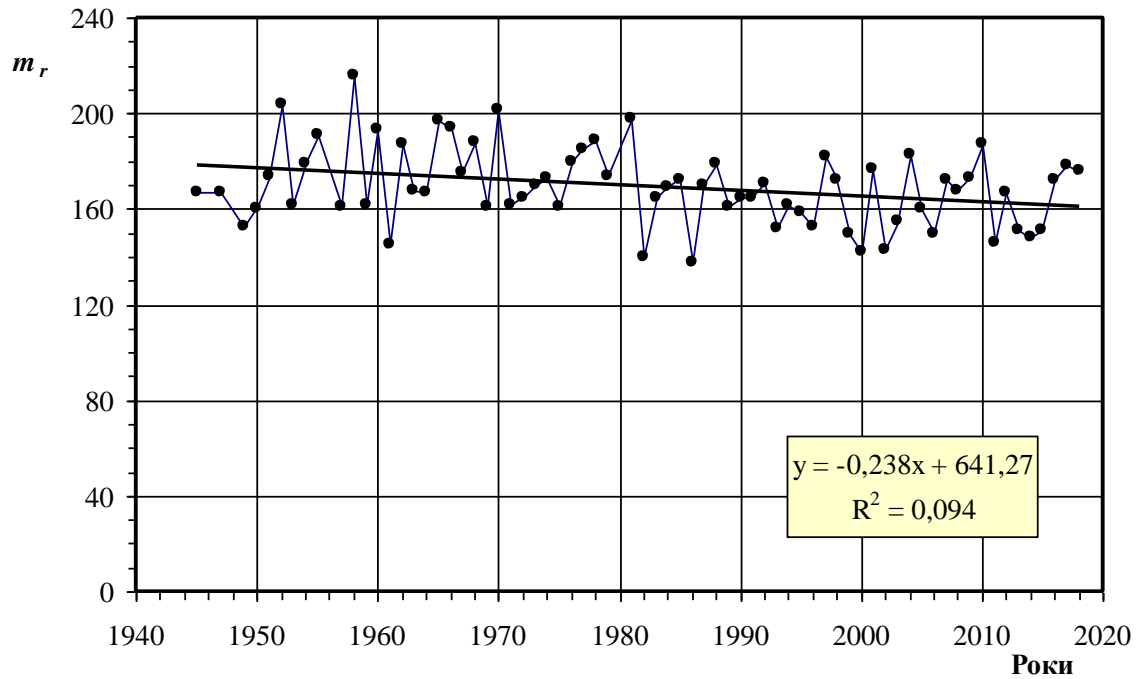


Рис. 5.6. Зміна в часі кількості днів з атмосферними опадами у м. Львові за період з 1945 до 2018 року:
 1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.8)

Разом з тим, кількість стокоутворюючих дощів у м. Львові за вказаний період зростає. На рис. 5.7 наведено графік зміни в часі річної кількості дощових днів з висотою шару опадів $h_{\delta} > 1$ мм. Обробка вказаного ряду за методом найменших квадратів дозволила отримати лінію тренду (4) з $R^2 = 0,0492$:

$$m_{r1} = 0,123P - 132,0. \quad (5.9)$$

Таким чином, річна кількість днів з опадами $h_{\delta} > 1$ мм за вказаний період в середньому зростала на 0,123 одиниці на рік, що відповідає збільшенню показника m_{r1} з $107,2 \text{ рік}^{-1}$ у 1945 р. до $116,2 \text{ рік}^{-1}$ у 2018 р., що за багаторічного значення $(m_{r1})_{mid} = 112,3 \text{ рік}^{-1}$ становить 8,0 %.

Подібна тенденція має місце і для інших стокоутворюючих дощів з висотою добового шару. Наприклад, на рис. 5.8 наведена залежність річної кількості достатньо сильних дощів з висотою шару $h_{\delta} > 10$ мм, що може бути апроксимована лінією тренду:

$$m_{r10} = 0,0671P - 114,5. \quad (5.10)$$

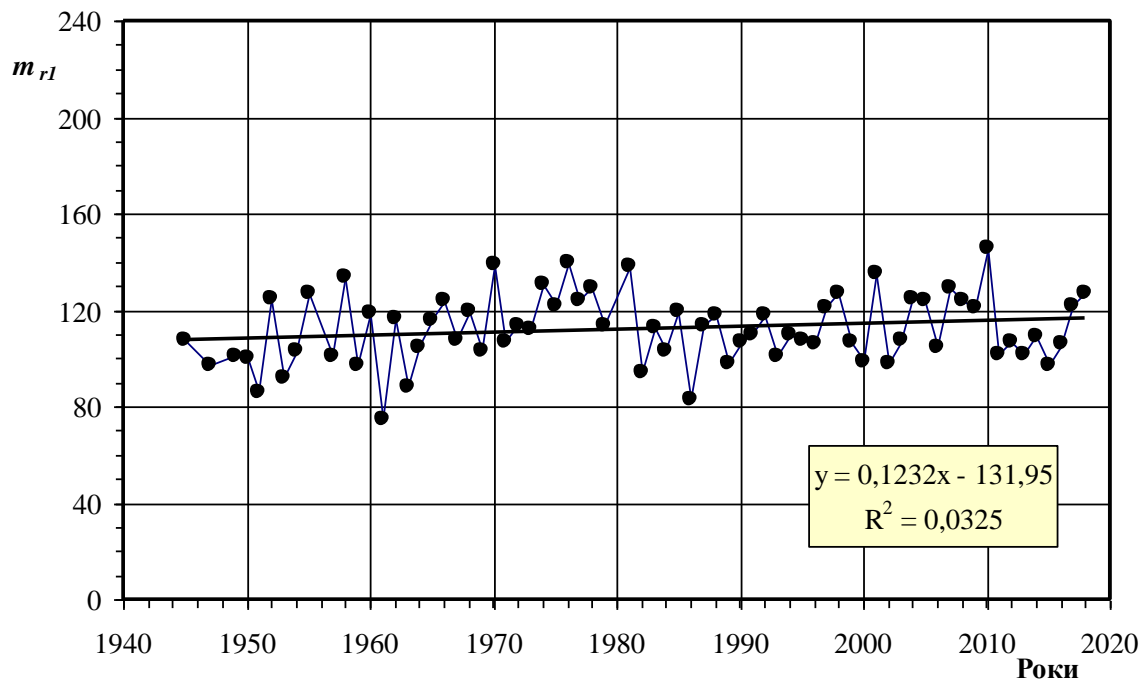


Рис. 5.7. Зміна в часі кількості днів зі стокоутворюючими атмосферними опадами ($h_{\text{д}} > 1$ мм) у м. Львові за період з 1945 до 2018 року:
1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.9)

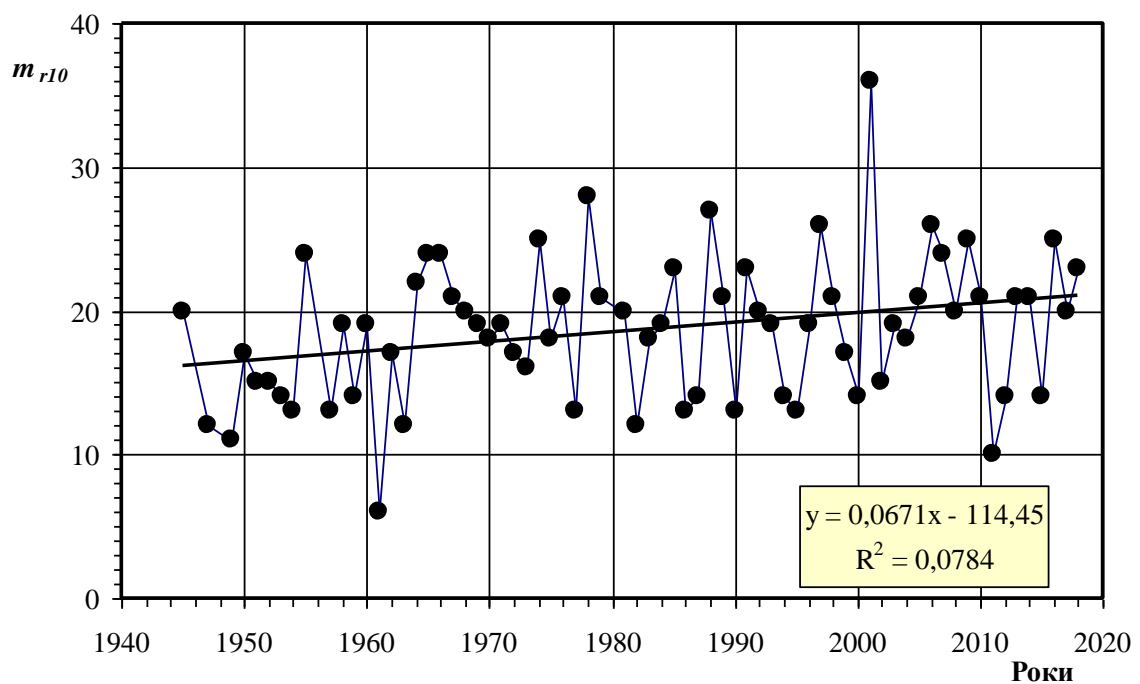


Рис. 5.8. Зміна в часі кількості днів із сильними атмосферними опадами ($h_{\text{д}} > 10$ мм) у м. Львові за період з 1945 до 2018 року:
1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.10)

Для визначення середньої добової витрати поверхневого стоку є необхідність в аналізі довготермінової зміни середніх добових висот шару опадів у розрахунку на один дощовий день.

На рис. 5.9 представлено зміну за період з 1945 р. до 2018 р. середніх добових висот шару всіх опадів $(h_{\partial})_{mid}$, незалежно від їх висоти шару. Отримано пряму лінію тренду, що описується рівнянням (6) з коефіцієнтом $R^2=0,3444$:

$$(h_{\partial})_{mid} = 0,017P - 29,28. \quad (5.11)$$

Отже, при середньому багаторічному значенні показника $(h_{\partial})_{mid} = 4,33$ мм/добу отримано плавне, але систематичне його зростання з 3,79 мм/добу у 1945 р. до 5,03 мм/добу у 2018 р., що становить 28,6% від середнього значення за цей період.

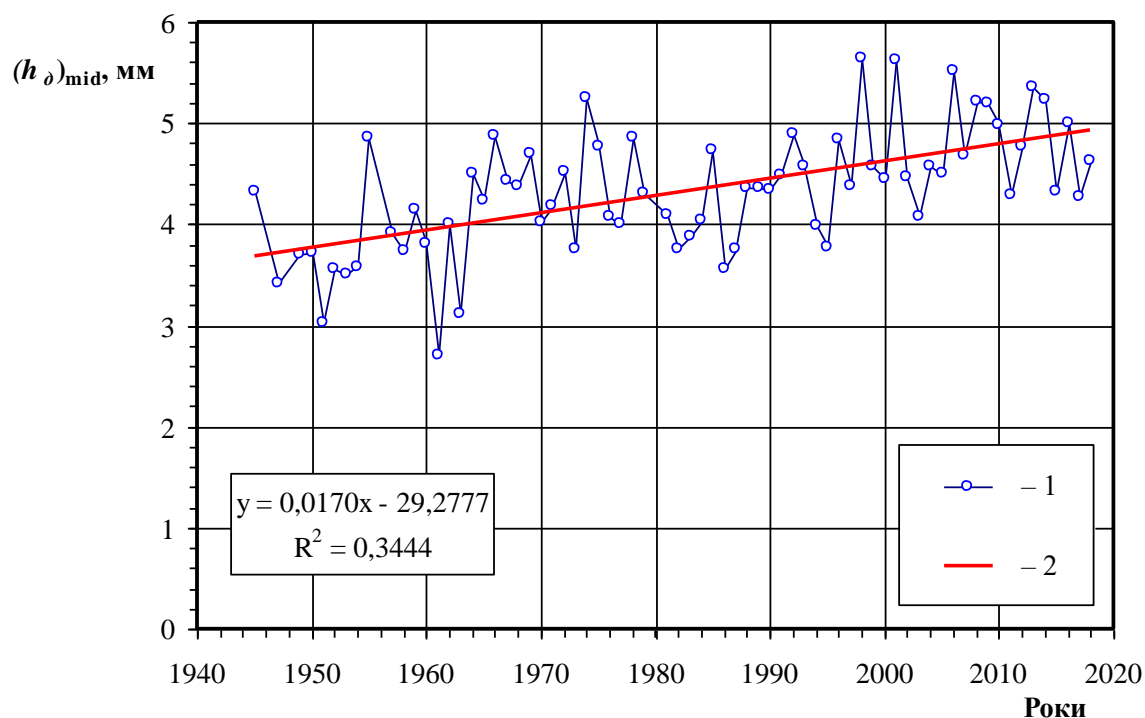


Рис. 5.9. Довготермінові зміни середньої висоти шару опадів

у м. Львові за період з 1945 до 2018 року:

1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.11)

Подібні результати отримано також для середніх добових висот шару стокоутворюючих опадів з висотою шару понад 1 мм, які відповідно позначено як $(h_{\partial 1})_{mid}$. Отримано лінійну апроксимацію:

$$(h_{\delta})_{mid} = 0,0105P - 14,65 \quad (5.12)$$

з коефіцієнтом детермінованості $R^2 = 0,1107$.

Таким чином, при середньому багаторічному значенні показника $(h_{\delta l})_{mid} = 6,28$ мм/добу отримано поступове зростання очікуваного трендового значення з 5,77 мм/добу у 1945 р. до 6,54 мм/добу у 2018 р., що відповідає 12,3 % від середнього значення за цей період.

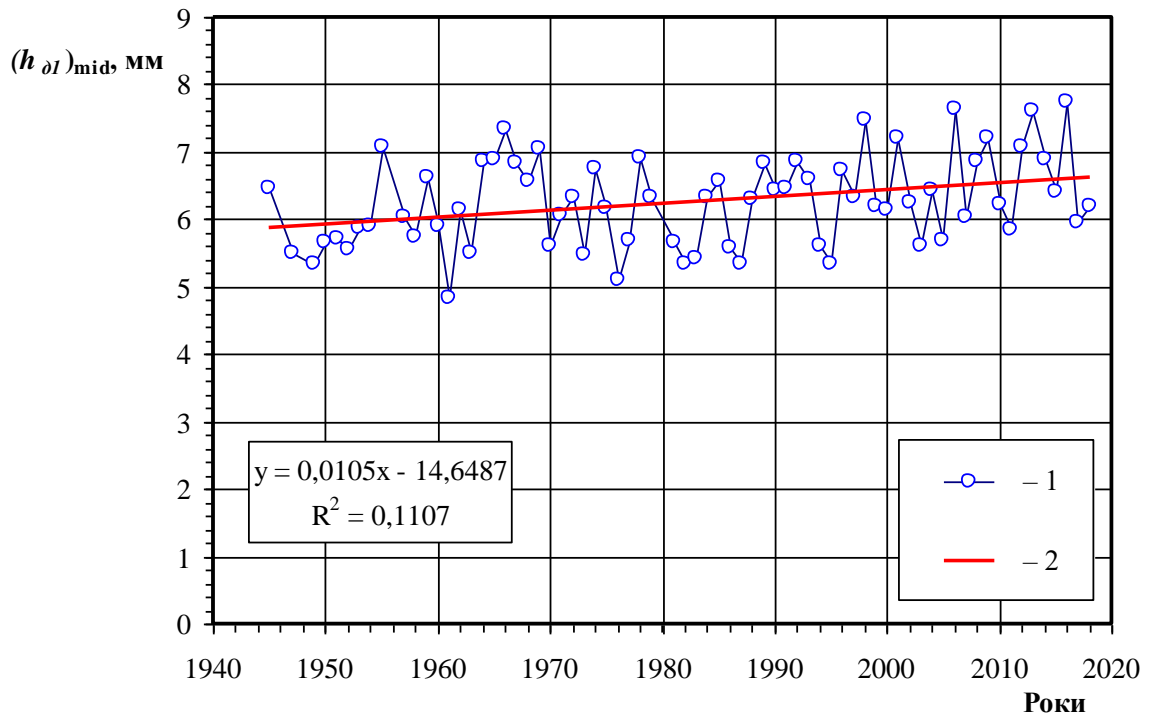


Рис. 5.10. Довготермінові зміни середньої добової висоти шару стокоутворюючих опадів з $h_{\delta} > 1$ мм у м. Львові за період з 1945 до 2018 року: 1 – фактичні значення; 2 – лінійна апроксимація (5.12)

5.2.2. Максимальні добові висоти шару опадів різної повторюваності

Аналізуючи максимальні значення висоти добового шару опадів у м. Львові за період з 1945 р. по 2018 р., видно тенденцію до збільшення частоти дощів з екстремально-великими значеннями висоти шару опадів (табл. 5.4). Наприклад, 3 з 10 найбільших дощів випали у період з 2008 по 2018 роки, тоді як 7 з них – за останні у вибірці 30 років, тобто з 1988 по 2018 рр.. Зважаючи на те, що загальний часовий діапазон становив 74 роки, ці цифри є особливо показовими.

Найбільші 50 дощів у м. Львові за період з 1945 р. по 2018 р.

№	$h_{\text{д}}$, мм	Дата	№	$h_{\text{д}}$, мм	Дата	№	$h_{\text{д}}$, мм	Дата
1	147	01.06.2012	18	52,9	06.09.1996	35	44,5	17.06.1992
2	86,3	26.06.1966	19	52,2	17.08.1969	36	44	13.11.2016
3	82,3	22.08.2004	20	51,8	19.06.1998	37	43,2	28.05.1960
4	70,2	24.07.1966	21	51,4	19.05.1991	38	43,2	18.12.1975
5	69,5	29.07.2004	22	51,3	01.08.1977	39	43,1	11.08.1955
6	69,4	12.07.1957	23	51	24.05.2013	40	42,8	29.05.1966
7	69	04.10.2016	24	50,6	03.08.1959	41	42,8	16.05.1985
8	67,4	06.09.1992	25	50	03.07.1971	42	42,7	16.08.1962
9	65,9	08.05.1989	26	49,7	10.08.1964	43	41,3	03.06.1954
10	64	14.06.2018	27	49,5	06.04.2000	44	41,3	22.06.1955
11	63,5	27.05.2002	28	47,5	30.07.1949	45	41	05.07.1965
12	62	28.06.1967	29	47,3	18.07.1962	46	40,6	17.07.1945
13	57	15.05.2014	30	47,2	19.08.1954	47	40,6	20.04.1998
14	56,4	04.08.1959	31	45,8	09.07.1998	48	40,1	22.04.1965
15	56,1	02.07.1965	32	45,6	28.07.1957	49	40	15.03.2013
16	55	30.07.1961	33	45,3	07.09.1988	50	40	12.10.2016
17	54,9	16.08.1945	34	44,9	16.07.1984			

За допомогою ранжування у порядку зменшення всіх значень висоти добового шару опадів для умов м. Львова отримано залежність максимальної добової висоти шару опадів $(h_{\text{д}})_{\text{max}}$ від періоду одноразового перевищення P (табл. 5.5). У випадках дробових значень розрахункового порядкового номера виконували лінійну інтерполяцію значень для суміжних цілих значень.

Таблиця 5.5

Максимальні добові висоти шару опадів $h_{d,max}$ різної повторюваності
у м. Львові за період з 1945 р. до 2018 р.

Період P , роки	Забезпеченість p , %	Порядковий номер n	Висота $h_{d,max}$, мм
0,05	100,000	1400,00	9,70
0,1	99,995	700,00	14,40
0,2	99,33	350,00	20,00
0,25	98,2	280,00	22,00
0,33	95,2	212,12	24,90
0,5	86,5	140,00	29,10
0,75	73,6	93,33	34,80
1	63,2	70,00	37,00
1,25	55,1	56,00	40,60
1,5	48,7	46,67	43,20
1,75	43,5	40,00	45,60
2	39,3	35,00	47,50
2,5	33,0	28,00	51,40
3	28,3	23,33	52,90
3,5	24,9	20,00	55,00
4	22,1	17,50	56,45
4,5	19,9	15,56	57,09
5	18,1	14,00	61,10
6	15,4	11,67	63,80
7	13,3	10,00	65,90
8	11,8	8,75	67,48
9	10,5	7,78	67,99
10	9,5	7,00	69,00

Дані, наведені в табл. 5.5, були проаналізовані з використанням близько 40 різних математичних моделей. За критерії достовірності апроксимацій було прийнято стандартне відхилення σ , коефіцієнт кореляції R та коефіцієнт детермінованості R^2 . У табл. 5.6 наведено апроксимаційні рівняння та їх статистичні параметри для вибраних дев'яти моделей, розташованих у порядку зменшення коефіцієнта детермінованості R^2 , що описують залежність максимальної добової висоти $h_{d,max}$ від значення періоду P .

На рис. 5.11 представлено графічні залежності $h_{d,max} = f(P)$ за фактичними даними та за трьома найефективнішими моделями. Як видно з рис. 5.11, моделі №1 – №3 (табл. 5.6) можуть бути використані для розрахунку $h_{d,max}$, причому розрахункові значення $h_{d,max}$ за формулами (5.13) – (5.15) відрізняються один від одного, не більш, як 0,2 мм, що підтверджує математичну рівноцінність цих моделей для діапазону 1945 – 2018 рр.

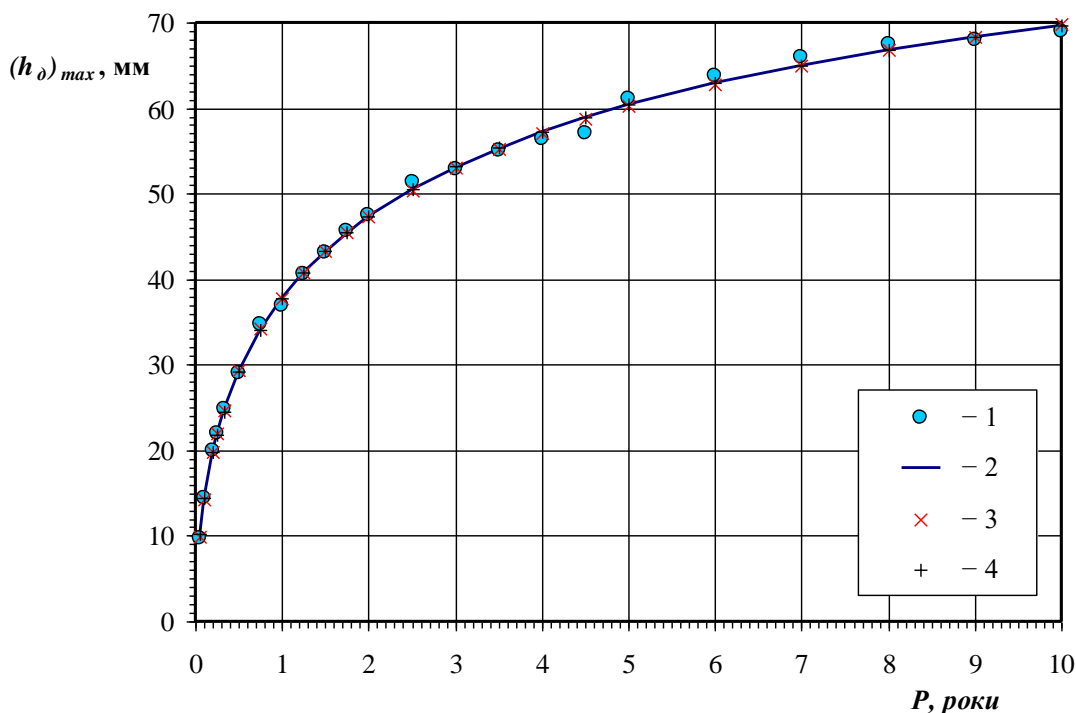


Рис. 5.11. Максимальні добові висоти шару опадів $h_{d,max}$ різної повторюваності у м. Львові за період з 1945 р. до 2018 р.: 1 – фактичні дані зі статистичної вибірки; 2, 3, 4 – розрахункові значення відповідно за моделями Вейбулла, MMF та логістичною степеневою моделлю

Таблиця 5.6

Апроксимаційні рівняння для розрахунку висоти шару опадів $h_{\delta,max}$, мм,
різної повторюваності у м. Львові за період з 1945 р. до 2018 р.

№	Назва моделі	Апроксимаційна залежність	Статистичні параметри	Номер формули
1	Модель Вейбулла (Weibull)	$h_{\delta} = 88,0 - 93,3e^{-0,619 \cdot P^{0,420}}$	$\sigma=0,6944$ $R=0,99937$ $R^2=0,99875$	(5.13)
2	Модель Моргана-Мерсера-Флодіна (MMF)	$h_{\delta} = \frac{-4,58 + 111 \cdot P^{0,502}}{1,814 + P^{0,502}}$	$\sigma=0,7035$ $R=0,99936$ $R^2=0,99872$	(5.14)
3	Логістична степенева (Logistic Power)	$h_{\delta} = \frac{104,3}{1 + \left(\frac{P}{2,80}\right)^{-0,550}}$	$\sigma=0,6986$ $R=0,99933$ $R^2=0,99867$	(5.15)
4	Модель Герля (Hoerl)	$h_{\delta} = 38,1 \cdot 0,970^P \cdot P^{0,389}$	$\sigma=1,0093$ $R=0,99861$ $R^2=0,99722$	(5.16)
5	Раціональна модель (Rational Model)	$h_{\delta} = \frac{8,73 + 72,5P}{1 + 1,14P - 0,0204P^2}$	$\sigma=1,1194$ $R=0,99837$ $R^2=0,99675$	(5.17)
6	Модель тиску пари (Vapour Pressure Model)	$h_{\delta} = \exp\left(3,69 - \frac{0,045}{P} + 0,256 \ln P\right)$	$\sigma=1,2910$ $R=0,99772$ $R^2=0,99545$	(5.18)
7	Модифікована модель Герля (Modified Hoerl)	$h_{\delta} = 39,9 \cdot 0,956^{1/P} \cdot P^{0,256}$	$\sigma=1,2910$ $R=0,99772$ $R^2=0,99545$	(5.19)
8	Логарифмічна (Natural Logarithm)	$h_{\delta} = 40,04 + 12,10 \ln P$	$\sigma=2,1354$ $R=0,99345$ $R^2=0,98694$	(5.20)
9	Степенева (Power Model)	$h_{\delta} = 36,55 \cdot P^{0,303}$	$\sigma=2,4054$ $R=0,99168$ $R^2=0,98342$	(5.21)

5.3. Перерахунки узагальнених експериментальних результатів на натурні умови

Враховуючи аналіз літературних джерел щодо тенденцій зміни кількості атмосферних опадів в Україні наведених вище, особливо актуальним постає питання моделювання гідрографів стоку з урбанізованих басейнів стоку для умов міста Львова.

На рис. 5.12 наведено експериментальний гідрограф дощового стоку для квадратного в плані урбанізованого басейна стоку, перерахований на натурні умови при врахуванні усіх модельних коефіцієнтів за значення лінійного масштабу $C_L = 20$, та теоретичні гідрографи поверхневого стоку, розраховані за методом нелінійного резервуару, а також двома секторними методами.

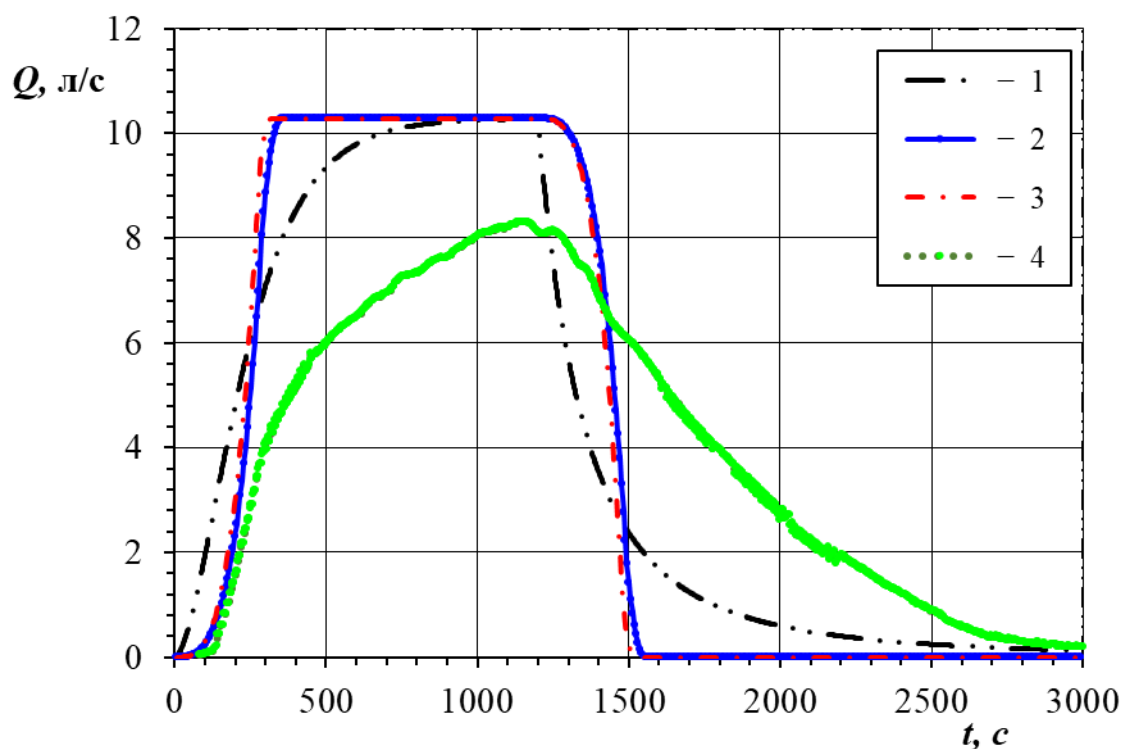


Рис. 5.12. Гідрографи стоку для висотної схеми № 1 при інтенсивності $q_d = 2286 \text{ л}/(\text{с} \times \text{га})$ та тривалості дощу $t_d = 20 \text{ хв.}$, отримані за: 1 – методом нелінійного резервуару; 2 – секторним методом; 3 – 3D секторним методом; 4 – в результаті експерименту

Аналіз поведінки експериментального гідрографа стоку підтверджує значний регулювальний вплив дощоприймальної решітки. Результати серії експериментів №1 для молельного басейну стоку підбасейна ($F = 2,25 \text{ м}^2$; $L/B = 1$) для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$) та площі дощоприймача 25 см^2 , що відповідає площі натурної малої дощоприймальної решітки ДМ-1 при геометричному масштабі моделі $C_L = 20$ наведений в табл. 5.7.

Таблиця 5.7

Розрахункові параметри гідрографів стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F_H = 900 \text{ м}^2$ для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$)

№ досліду	$Q_{д.м.},$ $л/(с \times га)$	$Q_{д.н.},$ $л/(с \times га)$	$t_d, с$	$Q_d, л/с$	$Q_{max}, л/с$	β_{max}
1.1	1326	66	60	0,298	0,217	0,728
1.2	1534	77	60	0,345	0,261	0,757
1.3	1825	91	60	0,411	0,318	0,774
1.4	1988	99	60	0,447	0,375	0,838
1.5	2286	114	60	0,514	0,412	0,802
1.6	2472	124	60	0,556	0,432	0,776
1.7	2745	137	60	0,618	0,495	0,801
1.8	2819	141	60	0,634	0,505	0,797
1.9	2982	149	60	0,671	0,551	0,821
1.10	3112	156	60	0,700	0,592	0,846
1.11	3239	162	60	0,729	0,618	0,847
1.5-120	2286	114	120	0,5143	0,4124	0,8019
1.7-90	2635	132	90	0,5929	0,5515	0,9301

Графічне представлення залежності значення максимального коефіцієнта регулювання β_{max} від інтенсивності дощу представлено на рис. 5.13. Розрахункове значення коефіцієнта регулювання β_{max} може бути описане з допомогою лінійної апроксимації:

$$\beta_{max} = 0,668 + 0,001q_d. \quad (5.22)$$

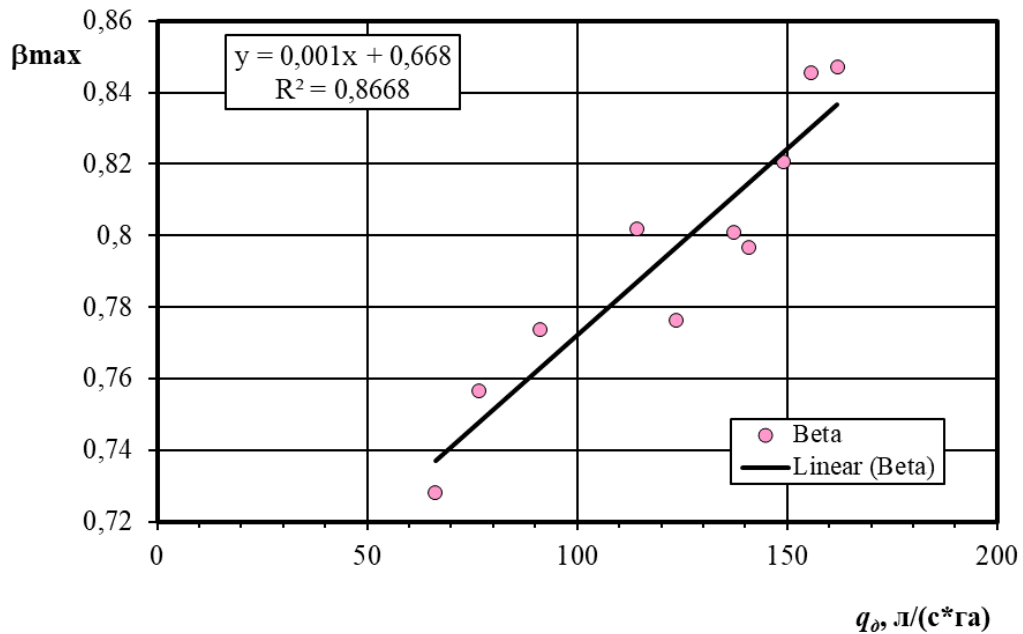


Рис. 5.13. Значення максимального коефіцієнта регулювання β_{max} залежно від інтенсивності дощу: 1 – експериментальні дані; 2 – лінійна апроксимація

5.4. Висновки

Розглянуто науково-практичні питання застосування пропонованих методів моделювання дощового стоку з урбанізованих територій.

На підставі результатів натурного обстеження 348,5 га території у Франківському районі м. Львова розвинено концепцію врахування при гідравлічному моделюванні ефективних водонепроникних покриттів замість загальних водонепроникних, а також отримано уточнену функціональну залежність між частками загальних і ефективних водонепроникних покриттів у формі нормалізованої степеневі залежності, рекомендованої Лівінгстоном та Вінхьюзом для м. Денвер (Колорадо, США).

Підтверджено важливість врахування поділу загальних водонепроникних покриттів на ефективні, тобто ті, які напряму приєднані до міської каналізаційної мережі, та неприєднані водонепроникні покриття. Порівняно розподіл площ з різними типами покриття для Франківського району у м. Львові за двома описаними в роботі методами.

Для опису взаємозв'язку між загальними та ефективними водонепроникними покриттями використовували 2 підходи: з використанням 30 емпіричних результатів для кварталу (отримано значення степеня $n_1 = 1,308$) та з використанням середніх значень водонепроникності ($n_2 = 1,275$). Ці результати відповідно на 7,2% та 9,6% нижчі порівняно з відповідним значенням $n = 1,41$, отриманим Лівінгстоном та Вінхьюзом для 14 різних високоурбанізованих кварталів Денвер. З іншого боку, отримані значення відповідно на 3,9% та 1,3% вищі порівняно з відповідним значенням $n = 1,259$, отриманим для напівурбанізованого басейна площею 900 км² в окрузі Маріон (Джорджія, США).

Отриману кореляцію між сумарною та ефективною непроникністю для житлових кварталів міста Львова доцільно застосовувати як важливий параметр покриття басейна стоку при розробленні гідравлічних моделей систем дощового водовідведення в Україні.

Оброблено результати гідрометеорологічних спостережень у м. Львові та встановлено динаміку зміни в часі висоти річного шару опадів та кількості днів з атмосферними опадами по роках за період з 1945 р. по 2018 р. Отримано збільшення висоти річного шару опадів у середньому на 1,81 мм/рік. Кількість днів з атмосферними опадами зменшувалася з середньою швидкістю 0,24 рік⁻¹.

Аналіз максимальних значень висоти добового шару опадів у м. Львові за період з 1945 р. по 2018 р. показав чітку тенденцію до збільшення частоти дощів з екстремально-великими значеннями висоти шару опадів. За допомогою ранжування у порядку зменшення всіх значень висоти добового шару опадів для умов м. Львова отримано залежність максимальної добової висоти шару опадів $(h_d)_{\max}$ від періоду одноразового перевищення P . Найкраща апроксимація отриманого ряду значень досягається при використанні моделі Вейбулла (5.13), моделі ММФ (5.14) та логістичної степеневої моделі (5.15).

На підставі отриманого в розділі 4 осередненого гідрографа стоку в безрозмірних змінних розроблено методику розрахунку гідрографів стоку з

натурних підбасейнів стоку та апробовано цю методику на типових підбасейнах стоку для кліматичних умов м. Львова.

Отримано залежність коефіцієнта регулювання максимальної витрати β_{\max} як функції інтенсивності дощу (рис. 5.13, формула (5.22)), що може бути використана при моделюванні гідрографів стоку з урбанізованих підбасейнів стоку площею 200–2000 м².

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В роботі вирішено важливе науково-практичне завдання – розроблення нових і удосконалення відомих методів моделювання дощового стоку на забудованих територіях з урахуванням регулювального впливу окремих елементів водовідвідних споруд. Результати роботи мають значення для забезпечення комплексної надійності систем водовідведення населених пунктів України в умовах постійного наростання тенденцій урбанізаційних процесів та з урахуванням глобальних змін кліматичних параметрів.

1. Визначальним фактором для розроблення та імплементації адекватних практичних планів з управління поверхневим стоком є його науково-обґрунтоване моделювання, яке здійснюється відповідно до кліматичних характеристик і параметрів басейна стоку з урахуванням діапазонів їх прогнозованої зміни в часі.

2. Моделювання поведінки поверхневого стоку з урбанізованих територій є складною багатофакторною проблемою. Обґрунтовано, що достовірні результати моделювання складних дощових водовідвідних мереж з наявністю регулювальних споруд можна отримати лише з застосуванням багатофакторних чисельних моделей, що реалізуються у відповідних комп'ютерних програмах.

3. Аналіз вказує на те, що найбільш використовуваним на сьогодні у світі інструментом для комп'ютерного моделювання роботи систем дощового водовідведення на урбанізованих територіях є програмний комплекс SWMM. Разом з тим, SWMM використовує ряд спрощених підходів до моделювання гідрологічно-гідравлічних характеристик систем дощового водовідведення. Зокрема, для моделювання первинних гідрографів стоку з окремих підбасейнів стоку використовується наближений метод нелінійного резервуару, в якому підбасейн довільної форми в плані умовно розглядається як рівновеликий за площею прямокутник з довжиною, рівною радіусу концентрації поверхневого потоку, а похил підбасейна у напрямку до дощоприймача припускається однаковим у всіх його точках.

4. При плануванні експериментальних досліджень гідрографів стоку обґрунтовано систему масштабів досліджуваних фізичних величин. При масштабних коефіцієнтах глибини потоку $C_H = 1$, середньої швидкості потоку $C_V = 1$, часу $C_t = C_L$, інтенсивності дощу $C_q = 1/C_L$, площі дощоприймального отвору $C_\omega = C_L$, вдається досягти на фізичній моделі однакового масштабу об'ємної витрати дощу, поверхневого потоку та витрати крізь дощоприймач $C_Q = C_L$; окрім того одночасно забезпечується подібність модельного та натурного явищ як за критерієм Фруда, так і за критерієм Рейнольдса.

5. Запроектовано та змонтовано дослідну установку, на якій можна експериментально моделювати гідрографи дощового стоку з типових квадратних у плані підбасейнів стоку у діапазоні значень геометричного масштабу $C_L = 10\text{--}30$, що відповідає натурним підбасейнам з розмірами від 15×15 м до 45×45 м. Конструкція експериментальної установки дозволяє моделювати гідрографи стоку з плоских підбасейнів для різних висотних схем зі значеннями поздовжнього та поперечного похилів від 0,005 до 0,02. Обґрунтовані в роботі методи експериментальних досліджень та обробки експериментальних даних забезпечують відносну похибку визначення максимальної витрати стоку не більшою за 0,48 %.

6. Обґрунтовано та розроблено удосконалений тривимірний секторний метод, що дозволяє враховувати фактичну конфігурацію та висотну схему урбанізованого підбасейна стоку за рахунок автоматичного визначення похилів для кожного сектора на підставі обробки даних щодо трьох геодезичних координат усіх характерних точок підбасейна. Перевагою тривимірного секторного методу над простим секторним методом є врахування змінного похилу поверхні до дощоприймача для підбасейнів з плоскою топологією.

7. Врахування у 3D секторному методі змінного похилу плоскої урбанізованої поверхні, залежно від розташування сектора, зумовлює відчутні зміни в гідрографах стоку: скорочення часу поверхневої концентрації на 13,7 % та збільшення пікової витрати на 11,3 % порівняно з результатами за простим секторним методом. Порівняно з методом нелінійного резервуару 3D секторний метод дає максимальну секундну витрату дощового стоку, більшу на 43,8 %.

8. Розроблено математичну модель регулювального впливу на гідрографи дощового стоку ємнісних споруд систем дощового водовідведення – від звичайних каналізаційних колодязів до спеціальних регулювальних РДСВ. Розроблено відповідну чисельну схему та алгоритм комп'ютерного розрахунку, що дозволяють розв'язувати пряму та зворотну задачі гідравлічного моделювання: визначити потрібний регулювальний об'єм ємнісних споруд при заданих граничних параметрах гідрографів стоку у заданих контрольних перерізах або ж визначити параметри гідрографа стоку при заданих характеристиках вищерозташованих регулювальних споруд.

9. Розрахункові значення коефіцієнтів регулювального об'єму РДСВ, отримані за запропонованим у роботі методом, у 7,1–12,9 раз менші за відповідні значення за методом СПбГАСУ, що пояснюється як різницею безрозмірних гідрографів притоку, так і врахуванням у запропонованому методі регулювальної здатності розташованої вище водовідвідної мережі, яка кількісно характеризується коефіцієнтом регулювання максимальної витрати або ж коефіцієнтом заповнення вільної ємності мережі β .

10. Отримано експериментальну залежність коефіцієнта стоку ψ від висоти шару опадів h_d , що з високим ступенем точності може бути описана лінією тренду за логістичною моделлю. При значенні $h_d \approx 7$ мм експериментальний коефіцієнт стоку $\psi \approx 0,95$, що відповідає значенню, яке рекомендується в чинних в Україні методиках розрахунку параметрів дощового стоку з повністю водонепроникних урбанізованих басейнів стоку. За збільшення h_d коефіцієнт стоку поступово зростає, асимптотично наближаючись до значення $\psi_{\max} = 0,988$.

11. Удосконалено методику експериментального визначення максимальної витрати дощового стоку, що полягає у апроксимаційній обробці діапазону експериментальних точок на кривій об'єму в околі точки максимуму, що відповідає тривалості модельного дощу t_d ; відносна різниця між розрахунковими значеннями максимальної витрати, отриманими з лінійних та квадратичних апроксимацій, не перевищує 0,18 %.

12. Експериментальні гідрографи дощового стоку, отримані на фізичній моделі, суттєво відрізняються від теоретичних гідрографів, визначених за секторним і тривимірним секторним методом, а також методом нелінійного резервуару. Причина такої відмінності полягає в припущенні про вільний витік рідини з території підбасейну, що приймається у всіх вищезгаданих теоретичних моделях.

13. Отримані експериментальні гідрографи притоку в дощоприймальний колодязь складаються з трьох характерних етапів. Перший етап відповідає процесу концентрування поверхневого стоку з території підбасейна та вільному витіканню крізь дощоприймальний отвір. На цьому етапі отримано аналогічну поведінку експериментальних гідрографів та відповідних теоретичних передбачень, зроблених за тривимірним секторним методом.

14. Другий етап експериментальних гідрографів стоку відповідає досягненню часу поверхневої концентрації t_{con} або ж перевищенню пропускної здатності дощоприймального отвору в режимі вільного витіку. Надалі другий етап відбувається під впливом цих двох рушійних факторів: з одного боку, плавного переходу поверхневого гідрографа на постійну величину витрати при $t > t_{con}$, з іншого – поступовим збільшенням глибини потоку в місці розташування дощоприймача та переходом його спочатку в режим водозлива з широким порогом, а далі – в режим напірного витікання крізь отвір. Підпір, зумовлений обмеженою пропускною здатністю дощоприймального отвору, зумовлює зворотний вплив вгору по течії на поверхневий потік, утворюючи відповідну кінематичну хвилю, що рухається проти напрямку течії. Результатом такої взаємодії є чітко виражений хвильовий характер експериментальних гідрографів на другому етапі. При подальшому збільшенні тривалості дощу за фіксованої інтенсивності відбувається виположування експериментальних гідрографів з поступовим асимптотичним хвилеподібним наближенням до максимальної витрати, що відповідає рівноважному значенню напору витікання крізь дощоприймач, при якому витрати притоку та відтоку зрівноважуються.

15. Динаміка зміни витрати на третьому етапі експериментальних гідрографів є середньою між відносно швидким зменшенням витрати в секторному та тривимірному секторному методах та значно більш повільним – у методі нелінійного резервуару.

16. Експериментальні гідрографи стоку, отримані для висотних схем №2 і №3 з різними значеннями поздовжнього похилу i_x та поперечного похилу i_y , підтвердили важливість врахування реальних геодезичних похилів підбасейна стоку замість прийняття єдиного середнього по площі значення. Відносна різниця між піковими експериментальними витратами стоку для схем №2 і №3 становить близько 20 %.

17. Представлення експериментальних гідрографів у безрозмірних координатах $Q' = Q/Q_{max}$ та $t' = t/t_0$ дає в результаті зведення усіх гідрографів у один достатньо вузький масив, осереднені значення якого можна розглядати як універсальний безрозмірний гідрограф стоку, що має місце в дослідженому діапазоні зміни вхідних параметрів.

18. Статистична обробка параметрів отриманого осередненого експериментального безрозмірного гідрографа стоку дозволила отримати узагальнені залежності: для 1 етапу – просту експоненційну залежність (4.8), для 2 етапу – модель водяної пари, експоненційно-логарифмічну функцію (4.9), для 3 етапу – рівняння Річардса (4.10). Отримані функціональні залежності якісно і кількісно добре відображають граничну поведінку натурних гідрографів: асимптотичне зменшення витрати до нуля при $t \rightarrow 0$, а також асимптотичне прямування безрозмірної витрати до нуля при зростанні безрозмірного часу до $t' \approx 3$.

19. На підставі даних натурних обстежень у Франківському р-ні м. Львова розвинуто концепцію ефективних водонепроникних покриттів, а також отримано уточнену функціональну залежність між частками загальних і ефективних водонепроникних покриттів у формі нормалізованої степеневі залежності. При використанні 30 емпіричних результатів для кожного дослідженого кварталу отримане значення степеня $n_1 = 1,308$, а при використанні середнього значення водонепроникності всієї дослідженої

території – $n_2 = 1,275$. Ці значення відповідно на 7,2 % та 9,6 % нижчі порівняно з відповідним значенням $n = 1,41$, отриманим Лівінгстоном та Вінхьюзом для м. Денвер, США.

20. Отриману кореляцію між сумарною та ефективною непроникністю для житлових кварталів міста Львова доцільно застосовувати як важливий параметр покриття басейна стоку при розробленні гідравлічних моделей систем дощового водовідведення в Україні.

21. Обробкою результатів гідрометеорологічних спостережень у м. Львові за період з 1945 р. по 2018 р. встановлено динаміку довготермінових змін в часі висоти річного шару опадів: зростання у середньому на 1,81 мм/рік, та річної кількості днів з атмосферними опадами: зменшення на $0,24 \text{ рік}^{-1}$.

22. Отримано тенденцію щодо збільшення частоти випадання дощів з екстремально-великими значеннями висоти шару. Отримано залежності максимальної добової висоти шару опадів $(h_d)_{\max}$ від періоду одноразового перевищення P при використанні моделі Вейбулла (5.13), моделі ММФ (5.14) та логістичної степеневі моделі (5.15).

23. На підставі отриманого осередненого експериментального гідрографа стоку в безрозмірних змінних розроблено методику розрахунку гідрографів стоку з натурних підбасейнів стоку та апробовано цю методику для типових підбасейнів стоку за кліматичних умов м. Львова.

24. Отримано залежність коефіцієнта регулювання максимальної витрати β_{\max} як функції інтенсивності дощу (5.22), що може бути використана при моделюванні гідрографів стоку з урбанізованих підбасейнів стоку площею 0,02–0,2 га.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абрамович И.А. Новая стратегия проектирования и реконструкции систем транспортирования сточных вод. Харьков: Основа, 1996. 316 с.
2. Алексеев М.И., Курганов А.М. Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированных территорий: Учеб. Пособие. Москва: Изд-во АСВ. 2000. 352 с.
3. Бошота В.В., Мисак І.В., Жук В.М. Методи розрахунку фільтраційної витрати з ексфільтраційних траншей. Всеукраїнська науково-практична конференція молодих учених, аспірантів і студентів "Вода в харчовій промисловості": Збірник тез доповідей Всеукраїнської науково-практичної конференції. Одеса: ОНАХТ, 2011. С. 77.
4. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике. Москва: Наука, 1986. 544с.
5. Василенко О.А., Грабовський П.О., Ларкіна Г.М., Поліщук О.В., Прогульний В.І. Реконструкція і інтенсифікація споруд водопостачання та водовідведення. Київ: КНУБА, 2007. 299 с.
6. Вовк Л.І. Удосконалення методів гідравлічного розрахунку збірників атмосферних стічних вод: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування. Рівне: НУВГП, 2007. 19 с.
7. Временные рекомендации по проектированию сооружений для очистки поверхностного стока с территорий промышленных предприятий и расчету условий выпуска его в водные объекты. Москва: ВНИИ "ВОДГЕО" Госстроя СССР, 1982.
8. ДБН 360-92**. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень.– Київ: Держбуд України, 2002. 108 с.
9. ДБН Б.2.2-5:2011. Планування та забудова міст, селищ і функціональних територій. Благоустрій територій. Київ: Мінрегіон України, 2012. 61 с.

10. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 34 с.
11. ДБН В.1.1-7:2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ: Держархітектурбуд. 2002. 62 с.
12. ДБН В.2.3-5-2001. Споруди транспорту. Вулиці та дороги населених пунктів. Київ: ДержбудУкраїни, 2002. 52 с.
13. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіон України, 2013. 128 с.
14. Дикаревский В.С., Курганов А.М., Нечаев А.П., Алексеев М.И. Отведение и очистка поверхностных сточных вод: Учеб. пособие для вузов. Ленинград: Стройиздат, 1990. 224 с.
15. ДСТУ-Н Б В.2.5-61:2012. Настанова з улаштування систем поверхневого водовідведення. – Київ: Мінрегіон України, 2012. 30 с.
16. Жук В.М. Сучасні системи управління дощовим стоком на забудованих територіях. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2011. Вип. 17. С. 26-31.
17. Жук В.М. Теоретичні гідрографи притоку для дощів постійної в часі інтенсивності при змінній швидкості течії. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Наук.-техн. зб. К.: КНУБА, 2010. Вип. 15. С. 119–130.
18. Жук В.М. Час концентрації та максимальна витрата дощових стічних вод з прямокутних у плані басейнів стоку з лотком у нижній частині. Гідравліка і гідротехніка. Міжвід. науково-техн. збірник. Київ: НТУ, 2011. Вип. 65. С. 130–137.
19. Жук В.М., Бошота В.В. Теоретичне дослідження залежності висоти наповнення ексфільтраційної траншеї від розрахункової тривалості дощу. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Львів:, 2012. № 742 . С. 249–256.

20. Жук В.М., Бошота В.В. Метод гідравлічного розрахунку ексфільтраційних траншей. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-техн. збірник. Вип. 19. Київ: КНУБА, 2012. С. 22–31.
21. Жук В.М., Бошота В.В. Теоретичне дослідження залежності висоти наповнення ексфільтраційної траншеї від розрахункової тривалості дощу. Вісник Нац. у-ту “Львівська політехніка”. “Теорія і практика будівництва”. Львів: НУ “Львівська політехніка”. 2012. № 742. С. 249–256.
22. Жук В.М., Бошота В.В., Мисак І.В. Розрахунок кривих депресії при стаціонарному режимі фільтрації поверхневого стоку з ексфільтраційних траншей. Вісник Нац. у-ту “Львівська політехніка”. “Теплоенергетика. Інженерія доквілля. Автоматизація”. Львів: НУ “Львівська політехніка”. 2011. № 712. С. 50–54.
23. Жук В., Вовк Л. Регульовальний об’єм збірників дощових вод при змінній характеристиці відвідного колектора. Aktualne problemy budownictwa i inzynierii srodowiska: IX konferencja naukowa Rzeszowsko-Lwowsko-Koszycka. Rzeszow, 2004. Cz.2. P. 495-502.
24. Жук В.М., Вовк Л.І., Попадюк І.Ю. Аналітичне визначення регульовального об’єму двосекційних резервуарів дощових стічних вод при різних співвідношеннях камер. Вісник Нац. у-ту “Львівська політехніка”. Теплоенергетика. Інженерія доквілля. Автоматизація. Львів: 2009. № 659. С. 40–44.
25. Жук В.М., Вовк Л. І., Попадюк І. Ю. Експериментальне дослідження регульовального об’єму резервуарів дощових стічних вод для дощів постійної в часі інтенсивності. Вісн. Нац. ун-ту "Львів. політехніка" . Теорія і практика буд-ва. Львів, 2007. Вип. № 600. С. 120-124.
26. Жук В.М., Вовк Л.І. Сучасні конструктивні рішення збірників атмосферних стічних вод. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Теорія і практика будівництва. Львів, 2004. Вип.№ 520. С. 63–68.

27. Жук В.М., Вовк Л.І. Радіальна модель концентрації дощових стічних вод. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Випуск 4. Київ: КНУБА. 2005. С. 84–96.
28. Жук В.М., Вовк Л.І., Малиш Б.М. Регулювальний об'єм збірників атмосферних стічних вод для дощів постійної в часі інтенсивності. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Теорія і практика будівництва. Львів, 2005. Вип. № 545. С. 53–60.
29. Жук В.М., Вовк Л.І., Попадюк І.Ю. Аналітичне визначення регулювального об'єму двосекційних резервуарів дощових стічних вод при різних співвідношеннях камер. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Теплоенергетика. Інженерія доквілля. Автоматизація. Львів: 2009. № 659. С. 40–44.
30. Жук В.М., Вовк Л.І., Попадюк І.Ю., Павлишин В.Г. Вплив коефіцієнта співвідношення площ двосекційного резервуара дощових стічних вод проточного типу на його регулювальний об'єм. НУ “Львівська політехніка”. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. Теорія і практика будівництва. Львів: 2010. № 662. С. 178–184.
31. Жук В.М., Вовк Л.І., Малиш Б.М. Регулювальний об'єм збірників атмосферних стічних вод для дощів постійної в часі інтенсивності. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. “Теорія і практика будівництва”. Львів: НУ «Львівська політехніка». № 545. 2005. С. 53–60.
32. Жук В. М., Качмар І. З., Матлай І. І. Максимально допустимі відстані між дощоприймачами для кліматичних умов м. Львова. Ресурси природних вод Карпатського регіону. Проблеми охорони та раціонального використання: матеріали вісімнадцятої міжнародної науково-практичної конференції, Львів, 23–24 травня, 2019 р. С. 15–19.
33. Жук В.М., Матлай І.І. Розрахункова витрата дощових стічних вод для лінійних в плані басейнів стоку з постійним поздовжнім похилом. Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. “Теорія і практика будівництва”. Львів: № 697. 2011. С. 97–103.

34. Жук В.М., Матлай І.І. Гідрографи притоку дощових стічних вод з прямокутних у плані урбанізованих басейнів стоку для дощів постійної в часі інтенсивності. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-техн. збірник. Київ: КНУБА, 2012. С. 31–39.
35. Жук В.М., Матлай І.І. Методи розрахунку об'єму дощового стоку. Вісник Нац. у-ту "Львівська політехніка" "Теплоенергетика. Інженерія довкілля. Автоматизація". Львів, 2010. Вип. № 677. С. 32–38.
36. Жук В.М., Мисак І.В., Мисак П.В. Гідрографи дощового стоку за модифікованим тривимірним секторним методом для кліматичних умов міста Львова. Сучасні виклики і актуальні проблеми науки, освіти та виробництва: міжгалузеві диспути [зб. наук. пр.]: матеріали V міжнародної науково-практичної інтернет-конференції (Київ, 3 червня 2020 р.). Київ, 2020. С. 332–338.
37. Жук В.М., Вовк Л.І., Малиш Б.А. Експериментальне визначення регульовального об'єму збірників атмосферних стічних вод для дощів постійної інтенсивності. Промислова гідравліка і пневматика. Вінниця: Глобус-Прес. 2006. № 2(12) С. 44–48.
38. Жук В.М., Мальований М.С., Муха О.В., Мисак І.В. Розробка програм управління поверхневим стоком з урбанізованих територій в Україні. Матеріали III Міжнародної науково-практичної конференції "Екологічна безпека як основа сталого розвитку суспільства. Європейський досвід і перспективи". Львів : ЛДУБЖД, 2018. С. 201.
39. Жук В. М., Мисак І.В. Гідрографи притоку з водонепроникних басейнів стоку за методикою SWMM та за секторним методом. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія "Теорія і практика будівництва". 2019. № 912. С. 41–48.
40. Жук В.М. Час поверхневої концентрації стоку для дощів постійної інтенсивності та лінійних басейнів стоку. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". "Теплоенергетика. Інженерія довкілля. Автоматизація". Львів: НУ «Львівська політехніка». 2005. № 537. С. 73-81.

41. Жук В.М. Гідрографи притоку для дощів постійної в часі інтенсивності та лінійних басейнів стоку. Вісник Нац. ун-ту "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. Львів: 2007. № 602. С. 61–65.
42. Жук В.М., Вовк Л.І. Сучасні конструктивні рішення збірників атмосферних стічних вод. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва*. Львів: В-во НУ "ЛП". 2004. № 520. С. 63–68.
43. Жук В.М., Мисак І.В. Зміна кількості атмосферних опадів у місті Львові за період з 1945 по 2018 роки. Ресурси природних вод Карпатського регіону / Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали 18 Міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 23–24 травня 2019 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2019. С. 19–22.
44. Жук В.М., Мисак І.В. Підвищення безпеки експлуатації водовідвідних мереж за рахунок затримання поверхневого стоку в регулювальних резервуарах непроточного типу. Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: тези за матеріалами ІХ Міжнародної наукової конференції ", Харків, 15-16 жовтня 2019 р. 2019. С. 111–113.
45. Жук В.М., Попадюк І.Ю., Павлишин В.Г., Фігурняк Т.І. Регулювальний об'єм двосекційних резервуарів дощових стічних вод проточного типу для лінійних у плані басейнів стоку. Труды первого международного научно-практического семинара "Повховские научные чтения" [Под общ. ред. Ступина А.Б.]. Донецк: ДонНУ, 2010. С. 48–60.
46. Жук В.М., Стасюк М.І., Мацієвська О.О., Возняк О.Т. Зовнішні безнапірні водовідвідні мережі з двошарових пластмасових труб зі структурованою стінкою. Посібник з проектування і будівництва. Компанія "Ельпласт", Національний університет "Львівська політехніка", 2005. 52 с.
47. Ігнатенко О.П. Стан зливової каналізації в Україні та нормативно-правове забезпечення з питань облаштування поверхневого водовідведення. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2011. Вип. 17. С. 7-9.

48. Ігнатенко О.П., Зузанська О.Ю. Державна політика щодо систем поверхневого водовідведення в Україні. Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Київ: КНУБА, 2012. Вип. 19. С. 7-12.
49. Інформація щодо результатів моніторингу стану проведення ремонтних робіт вулиць і доріг у регіонах станом на 28.09.2018: звітність Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. URL: <http://minregion.gov.ua/zhkh/Blahoustri-terytoriy/informaczija-shhodo-rezultativ-monitoringu-stanu-provedennja-remontnih-robit-vulicz-i-dorig-u-regionah-stanom-na-28092018/> (дата звернення: 20.10.2018).
50. Ивоботенко Б.А., Ильинский Н.Ф., Копылов И.П. Планирование эксперимента в электромеханике. Москва. Энергия, 1975. 184 с.
51. Калицун В.И. Водоотводящие сети и сооружения. Москва: Стройиздат, 1987. 336с.
52. Каналізаційне господарство м. Київ. URL: http://mail.menr.gov.ua/publ/kiev2003/atlas03_u/1_vodpos/1du_kang.htm (дата звернення: 20.10.2018).
53. Китаєв А.Л. Акумулявання, очистка та використання поверхнево-зливового стоку з територій промислових підприємств: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.04. Харківський держ. техн. ун-т будівництва та архітектури Харків. 1997. 18 с.
54. Константинов Ю.М., Василенко А.А., Сапухин А.А., Батченко Б.Ф. Гидравлический расчет сетей водоотведения: Расчетные таблицы. Київ. Будівельник, 1987. 120 с.
55. Курганов А.М. Введение в научные исследование. Ленинград. ЛИСИ, 1984. 88 с.
56. Курганов А.М. Таблицы параметров предельной интенсивности дождя для определения расходов в системах водоотведения: Справ.пособие. Москва Стройиздат, 1984. 111 с.
57. Курганов А.М. Федоров Н.Ф. Гидравлические расчеты систем водоснабжения и водоотведения. Москва: Стройиздат, 1986. 440 с.

58. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений. Москва. Стройиздат. 1967. 236 с.
59. Лукиных А.А., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле академика Н.Н. Павловского. Москва: Стройиздат, 1975. 156 с.
60. Мальцев П.М., Емельянова Н.А. Основы научных исследований. Київ. Вища школа, 1982. 192 с.
61. Матлай І.І., Жук В.М., Гідрографи притоку для дощів зі степеневим законом зміни інтенсивності та обернених трикутних в плані басейнів стоку. Науковий вісник Національного університету "Львівська політехніка". "Теорія і практика будівництва". № 664. Львів. 2010. С. 98–103.
62. Матлай І.І., Жук В.М., Саницький М.А. Розрахункова витрата та час концентрації дощового стоку з радіальних у плані басейнів з постійним поздовжнім похилом. Науковий вісник Національного лісотехнічного університету України. Вип. 22.1, 2012. С. 119–125.
63. Методичні рекомендації із забезпечення ефективного відведення поверхневих вод. Наказ Міністерства з питань житлово-комунального господарства України від 23.12.2010 р. №470 зі змінами, внесеними наказом Мінрегіону України від 30.08.2013 р. № 425.
64. Мисак І.В., Жук В.М. Вплив початкової інтенсивності інфільтрації в моделі Хортонна на гідрографи стоку з типового басейна стоку по вул. Миколайчука у Львові. Ресурси природних вод Карпатського регіону. Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали Шістнадцятої міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 25–26 травня 2017 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2017. С. 31–34.
65. Налимов В.В. Теория эксперимента. Москва. Наука, 1971. 207 с.
66. Піціль А.О. Екологічні аспекти формування дощового поверхневого стоку з міських територій (на прикладі м. Житомир). Вісник НУВГП. Серія «Сільськогосподарські науки». Рівне, 2010 р. Вип. 1(49). С. 82-84.

67. Попадюк І.Ю. Методи гідравлічного розрахунку багатосекційних регулювальних резервуарів дощових стічних вод: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.16. Рівне: НУВГП, 2012. 20 с.
68. Попадюк І.Ю., Павлишин В.Г., Жук В.М. Вплив розрахункової тривалості дощу на регулювальний об'єм резервуарів дощових стічних вод. Вісник НУ «Львівська політехніка». Теплоенергетика. Інженерія довкілля. Автоматизація. Львів, 2010. № 677. С. 38-42.
69. Правила приймання стічних вод підприємств в комунальну систему каналізації Львова. Затверджені рішенням виконкому Львівської міської ради від 21 грудня 1998р., № 669. Львів: 1998.
70. СНиП 2.01.01–82. Строительная климатология и геофизика. Москва: Стройиздат, 1983.
71. Справочник по гидравлике / Под ред. В.А.Большакова.– К.: Вища шк. Головное изд-во, 1984. 343 с.
72. Татарчук О., Тимофеев В. Характеристика найбільшої місячної кількості опадів на території України в умовах сучасного клімату. Вісник Київського національного університету ім. Т. Шевченка. Географія. 2015. №1 (63). С. 33–37.
73. Ткачук О. А., Шевчук О. В. Конструктивні особливості інфільтраційних майданчиків з водопроникними покриттями. Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал «Наука та будівництво», Київ. 2016. 1(7). с. 38–41.
74. Ткачук С.Г., Жук В.М. Регулювання дощового стоку в системах водовідведення: монографія. Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2012. 216 с. ISBN 978-617-607-404-5.
75. Abbott M. B., A modelling system for the design and operation of storm-sewer networks. In: Abbott, M.B. (Ed.), Computational Hydraulics. Pitman, 1979. pp. 11–39, Chapter 2.
76. Adugna D., Lemma B., Jensen M.B., Gebrie G. Evaluating the hydraulic capacity of existing drain systems and the management challenges of stormwater in Addis

- Ababa, Ethiopia. *Journal of Hydrology: Regional Studies* 25, Article number 100626 (2019).
77. Akan O. Overland flow on pervious, converging surface. *Nordic Hydrology*. Vol. 19 (5), 1998. P. 153–164.
78. Akan O. Sizing Stormwater Infiltration Structures. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 128, No. 5. 2002 pp. 534. – 537.
79. Alley W., Veenhuis J. Effective impervious area in urban runoff modeling. *Journal of Hydraulic Engineering* 109 (2), 313–319 (1983).
80. Babko R., Szulzyk-Cieplak J., Danko Y., Duda, S., Kirichenko-Babko M., Łagód G. Effect of stormwater system on the receiver. *Journal of Ecological Engineering*, 20(6), 52–59, 2019
81. Bennis S., Crobeddu E. New runoff simulation model for small urban catchments. *Journal of Hydrologic Engineering*. Vol. 12 (5), 2007. P. 540–544.
82. Berghage R.D., Beattie D., Jarrett A.R. Green roofs for storm water runoff control. EPA/600/R-09/026. Cincinnati, 2009. 81 p.
83. Betson, R.P., Tucker, R.L., Haller, F.M., 1969. Using analytical methods to develop a surface-runoff model. *Water Resources Research* 5 (1), 103–111.
84. Bidwell V.J., Regression analysis of nonlinear catchment systems. *Water Resources Research* 7 (5), 1971. 1118–1126.
85. Borah D.K. Hydrologic procedures of storm event watershed models: a comprehensive review and comparison. *Hydrological Processes*. 2011. Vol. 25, p. 3472–3489.
86. Chorna D., Yavorska G. Comparison of microflora of Lviv urboland soils. *Studia Biologica* 5(1), 25–36 (2011).
87. Chow V.T. 1964. *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill Book Co., New York.
88. Colon R., McMahon G.F. 1987. BRASS model: application to Savannah River system reservoirs. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 113 (2), 177–190.

89. Cortesi N., Gonzalez-Hidalgo J.C., Brunetti M., and Martin-Vide J. Daily precipitation concentration across Europe 1971–2010. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 12, 2799–2810 (2012).
90. Cunge J.A., 1969. On the subject of a flood propagation method. *Journal of Hydraulic Research* 7 (2), 205–230.
91. Dabas R., Kumar M. Analysis of Parameters for Storm Water Management Model (SWMM) by Using GIS(Book Chapter). *Lecture Notes in Civil Engineering*. Volume 87, 2021, Pages 285-294.
92. Debo T.N., Resse A.J. *Municipal stormwater management*. Lewis Publisher. 1995. 1154 p.
93. Dingman S. L. *Physical Hydrology*. Prentice Hall, 2002. 646 p.
94. Dooge, J.C.I., 1959. A general theory of the unit hydrograph. *Journal of Geophysical Research* 64 (1), 241–256.
95. *Draft District of Columbia Stormwater Management Guidebook*. Washington D.C.: District Department of the Environment, 2013. 596 p.
96. Driver, N.E. and Tasker, G.D., *Techniques for Estimation of Storm-Runoff Loads, Volumes, and Selected Constituent Concentrations in Urban Watersheds in the United States*. US Geological Survey, 1988. Open File Report 88-191.
97. Duan H.-F, Gao X. Flooding Control and Hydro-Energy Assessment for Urban Stormwater Drainage Systems under Climate Change: Framework Development and Case Study. *Water Resources Management*. Volume 33, Issue 10, 15 August 2019, Pages 3523-3545.
98. Dziopak J. *Analiza teoretyczna i modelowanie wieloko morowychz biorników kanalizacyjnych: monografia*. Kraków: Politechnika Krakowskaim. Tadeusza Kościuszki, 1992. 214 s.
99. Dziopak J. *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*. Kraków: Politechnika Krakowska im. Tadeusza Kościuszki. Monografia 125, 1992. p. 214.

100. Ebrahimian A., Gulliver J.S., Wilson B.N. Estimating effective impervious area in urban watersheds using land cover, soil character and asymptotic curve number. *Hydrological Sciences Journal*, 63(4), 513–526, 2018.
101. Ebrahimian A., Wilson B.N., Gulliver J.S. Improved methods to estimate the effective impervious area in urban catchments using rainfall-runoff data. *Journal of Hydrology*, 536, 109–118, 2016.
102. Epps T., Hathaway J. Establishing a Framework for the Spatial Identification of Effective Impervious Areas in Gauged Basins: Review and Case Study. *Journal of Sustainable Water in the Built Environment* 4(2), 05018001-1–11 (2018).
103. European waters. Assessment of status and pressures 2018. EEA Report No7/2018. European Environment Agency. 2018, 85 p.
104. Ferguson B. K. *Porous Pavement: Integrative studies in water management and land development*. Boca Raton: CRC Press, 2005. 600 p.
105. Fletcher T., Andrieu H., Hamel P. Understanding, management and modeling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: a state of the art. *Advances in Water Resources*. Pergamon, 2013. Volume 51. pp. 261-279.
106. Garrison, N., Hobbs K. *Rooftops to Rivers II. Green Strategies for Controlling Stormwater and Combined Sewer Overflows*. NY. Natural Resources Defense Council, 2011. 134 p.
107. GebreEgziabher M., Demissie Y. Modeling urban flood inundation and recession impacted by manholes. *Water (Switzerland)*. Volume 12, Issue 4, 1 April 2020, Article number 1160.
108. Geiger W., Dreiseitl H. *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych. Poradnik retencjonowania i infiltracji wód deszczowych do gruntu na terenach zabudowanych*. Bydgoszcz: Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, 1999. 333 s.
109. *Georgia Stormwater Management Manual. Volume 2: Technical Handbook*. Atlanta. AMEC Earth and Environmental, Center for Watershed Protection, 2001. 844 p.

110. Gironas J., Niemann J.D., Roesner L.A., Rodriguez F., Andrieu H. Evaluation of methods for representing urban terrain in storm-water modeling. *Journal of Hydrological Engineering*, 15 (1), 1–14, 2010.
111. Gomes Calixto K., Wendland E.C. Hydrologic performance assessment of regulated and alternative strategies for flood mitigation: a case study in São Paulo, Brazil. *Urban Water Journal*. Volume 17, Issue 5, 27 May 2020, Pages 481-489.
112. Green City, Clean Waters: Green Infrastructure Maintenance Manual Development Process Plan. Philadelphia Water Department, 2012. 83 p.
113. Guo J.C.Y. Hydrology-based approach to storm water detention basin design using new routing schemes. *Hydrologic Engrg.* Vol. 9, N 4, 2004. pp. 333–336.
114. Guo, J. Drain time for porous stormwater basin. *Journal of Hydrologic Engineering*. Volume 25, Issue 5, 1 May 2020, Article number 04020017.
115. Habibi H., Seo D.-J. Simple and modular integrated modeling of storm drain network with gridded distributed hydrologic model via grid-rendering of storm drains for large urban areas. *Journal of Hydrology*. Volume 567, December 2018, Pages 637-653.
116. Hamouz V., Muthanna T.M. Hydrological modelling of green and grey roofs in cold climate with the SWMM model. *Journal of Environmental Management*. Volume 249, 1 November 2019, Article number 109350.
117. Henderson, F.M., 1966. *Open Channel Flow*. Macmillan and Co, New York.
118. Hossain Anni, A., Cohen S., Praskievicz S. Sensitivity of urban flood simulations to stormwater infrastructure and soil infiltration. *Journal of Hydrology*. Volume 588, September 2020, Article number 125028.
119. Hou X., Guo H., Wang F., Li M., Xue X., Liu X., Zeng S. Is the sponge city construction sufficiently adaptable for the future stormwater management under climate change. *Journal of Hydrology*. Volume 588, September 2020, Article number 125055.
120. Huang B., Wu S., Zhu D.Z., Wang F. Mitigating peak pressure of storm geysers by orifice plates installed at the top of vent pipes. *Water Science and Technology*. Volume 78, Issue 7, 13 November 2018, Pages 1587-1596.

121. Ibrahim Y.A. Managing Stormwater as a Complex Adaptive System. *Journal of Hydrologic Engineering*. Volume 24, Issue 10, 1 October 2019, Article number 04019040.
122. Irwin S., Howlett C., Binns A.D., Sandink D. Mitigation of Basement Flooding due to Sewer Backup: Overview and Experimental Investigation of Backwater Valve Performance. *Natural Hazards Review*. Volume 19, Issue 4, 1 November 2018, Article number 04018020.
123. Jamali B., Bach P.M., Deletic A. Rainwater harvesting for urban flood management – An integrated modelling framework. *Water Research*. Volume 171, 15 March 2020, Article number 115372.
124. James W., Rossman L.: *Water systems models. User's guide to SWMM 5*, 13th ed. CHI Press Publication, Ontario, Canada. 2010, 905.
125. James W., Rossman L.: *Storm water management models User's manual to SWMM 5.1*. 13th ed. Ontario: CHI Press Publication. 2015. 352 p.
126. James W., Rossman L. *Water systems models User's guide to SWMM5.1*. 16th edition. CHI Press Publication. Ontario. Canada. 2015.
127. Jewell, T.K., Adrian, D.D., Development of improved stormwater quality models. *Journal of the Environmental Engineering Division, Proceedings of the ASCE* 107 (EE5), 1981. pp. 957–974.
128. Kapetas L., Fenner R. Integrating blue-green and grey infrastructure through an adaptation pathways approach to surface water flooding. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. Volume 378, Issue 2168, 3 April 2020, Article number 20190204.
129. Klein Tank, A.M.G., et al.: Daily dataset of 20th-century surface air temperature and precipitation series for the European climate assessment. *International Journal of Climatology* 22(12), 1441–1453 (2002).
130. Kulandaiswamy, V.C., 1964. A Basic Study of the Rainfall Excess Surface Runoff Relationship in a Basin System. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, IL.

131. Laconte P., Gossop C. Sustainable cities. Assessing the performance and practice of urban environments. I.B.Tauris, 242 p., 2016.
132. Lee J.G., Heaney J.P. Estimation of Urban Imperviousness and its impacts on storm water systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 129(5), 419–426, 2003.
133. Li H., Gao H., Zhou Y., Xu C.-Y., Rengifo Z., Ortega M., Sælthun N.R. Usage of SIMWE model to model urban overland flood: A case study in Oslo. *Hydrology Research*. Volume 51, Issue 2, 1 April 2020, Pages 366-380.
134. Li J. A. data-driven improved fuzzy logic control optimization-simulation tool for reducing flooding volume at downstream urban drainage systems *Science of the Total Environment*. Volume 732, 25 August 2020, Article number 138931.
135. Lund N.S.V., Borup M., Madsen H., Mark O., Mikkelsen P.S. CSO Reduction by Integrated Model Predictive Control of Stormwater Inflows: A Simulated Proof of Concept Using Linear Surrogate Models *Water Resources Research*. Volume 56, Issue 8, 1 August 2020, Article number e2019WR026272.
136. Maiolo M., Palermo S.A., Brusco A.C., Pirouz B., Turco M., Vinci A., Spezzano G., Piro P. On the use of a real-time control approach for urban stormwater management. *Water (Switzerland)*. Volume 12, Issue 10, October 2020, Article number 2842.
137. Maragno D., Gaglio M., Robbi M., Appiotti F., Fano E.A., Gissi E. Fine-scale analysis of urban flooding reduction from green infrastructure: An ecosystem services approach for the management of water flows. *Ecological Modelling*. Volume 386, 24 October 2018, Pages 1-10.
138. Mays L.W. Storm water collection systems design hand book. McGraw-Hill Professional, 2001. 1008 p.
139. Mays L.W. Stormwater Collection Systems Design Handbook. McGraw-Hill Professional, 2001. 1008 p.
140. McGrath, G., Kaeseberg, T., Reyes Silva, J.D., Jawitz, J.W., Blumensaat, F., Borchardt, D., Mellander, P., Paik K., Krebs P., Rao P.S.C. Network Topology and

Rainfall Controls on the Variability of Combined Sewer Overflows and Loads. *Water Resources Research*. Volume 55, Issue 11, 1 November 2019, Pages 9578-9591.

141. Młyński D., Wałęga A., Petroselli A., Tauro F., Cebulska M. Estimating maximum daily precipitation in the upper Vistula basin, Poland. *Atmosphere* 10(43), 1–17 (2019).

142. Mrowiec M. Efektywne wymiarowanie i dynamiczna regulacja kanalizacyjnych zbiorników retencyjnych. Seria Monografie nr 171. Czestochowa: Wyd-wo politechniki Czestochowskiej. 2009. 166 p.

143. Mysak I., Zhuk V. Modeling of stormwater hydrographs from the impervious subcatchments using the modified 3D-sector method. Perspective directions for the development of science and practice: Abstracts of XX-th International Scientific and Practical Conference. Athens, Greece 2020. P. 66–69. DOI: 10.46299/ISG.2020.XX

144. Mysak I., Zhuk V. Stormwater hydrographs from the rectangular impervious subcatchments modelled by the modified three-dimensional sector method. Theoretical and scientific foundations of engineering – Monograph. International Science Group. 2020.

145. Nash, J.E., 1957. The form of the instantaneous unit hydrograph. *International Association of Scientific Hydrology* 45 (3), 114–121.

146. National management measures guidance to control nonpoint source pollution from urban areas: EPA-841-B-05-004. Washington, D.C. U.S. Environmental Protection Agency, 2005. 518 p.

147. Nix, S.J., 1994. *Urban Stormwater Modelling and Simulation*. Lewis Publishers, Boca Raton.

148. Olson C., Arabi M., Dell T., Roesner L. Probabilistic Assessment of Extended Detention Basins: Role of Model Parameter Uncertainty *Journal of Water Resources Planning and Management*. Volume 146, Issue 8, 1 August 2020, Article number 04020052.

149. Pang B., Shi S., Zhao G., Shi R., Peng D., Zhu Z. Uncertainty assessment of urban hydrological modelling from a multiple objective perspective. *Water (Switzerland)*. Volume 12, Issue 5, 1 May 2020, Article number 1393.

150. Parolari A.J., Pelrine S., Bartlett M.S. Stochastic water balance dynamics of passive and controlled stormwater basins. *Advances in Water Resources*. Volume 122, December 2018, Pages 328-339.
151. Permeable Pavement Systems. Draft District of Columbia Stormwater Management Guidebook. Washington, 2012. p. 74-96.
152. Platz M., Simon M., Tryby M. Testing of the Storm Water Management Model Low Impact Development Modules. *Journal of the American Water Resources Association*. Volume 56, Issue 2, 1 April 2020, Pages 283-296.
153. Price, R.K., 1973. Flood Routing Methods in British Rivers. Hydraulic Research Station, Wallingford, Report No. INT 111.
154. Ramly S., Tahir W., Abdullah J., Jani J., Ramli S., Asmat A. Flood Estimation for SMART Control Operation Using Integrated Radar Rainfall Input with the HEC-HMS Model *Water Resources Management*. Volume 34, Issue 10, 1 August 2020, Pages 3113-3127.
155. Rathnayake U., Faisal Anwar, Dynamic control of urban sewer systems to reduce combined sewer overflows and their adverse impacts. *Journal of Hydrology*. Volume 579, December 2019, Article number 124150.
156. Read L.K., Hogue T.S., Edgley R., Mika K., Gold M. Evaluating the Impacts of Stormwater Management on Streamflow Regimes in the Los Angeles River. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Volume 145, Issue 10, 1 October 2019, Article number 05019016.
157. Rodak C.M., Jayakaran A.D., Moore T.L., David R., Rhodes E.R., Vogel J.R. Urban stormwater characterization, control, and treatment. *Water Environment Research*. Volume 92, Issue 10, 1 October 2020, Pages 1552-1586.
158. Roy A.H., Shuster W.D. Assessing Impervious Surface Connectivity and Applications for Watershed Management. *Journal of the American Water Resources Association*, 45(1), 198–209, 2009.
159. Sadler J.M., Goodall J.L., Behl M., Morsy M.M., Culver T.B., Bowes B.D. Leveraging open source software and parallel computing for model predictive control

of urban drainage systems using EPA-SWMM5. *Environmental Modelling and Software*. Volume 120, October 2019, Article number 104484.

160. Sanzana P., Gironas J., Braud I. et al.: A GIS-based urban and Peri-urban landscape representation toolbox for hydrological distributed modelling. *Environmental Modelling and Software*, 91, 168–185, 2017.

161. Sohn W., Brody S.D., Kim J.-H., Li M.-H. How effective are drainage systems in mitigating flood losses. *Cities*. Volume 107, December 2020, Article number 102917.

162. Sohn W., Kim J.-H., Li M.-H., Brown R.D., Jaber F.H. How does increasing impervious surfaces affect urban flooding in response to climate variability *Ecological Indicators*. Volume 118, November 2020, Article number 106774.

163. Stathakis D., Perakis K., Savin I. Efficient segmentation of urban areas by the VIBI. *International Journal of Remote Sensing*, 33 (20), 6361–6377, 2012.

164. Stec A., Słyś D. Optymalizacja zbiornika retencyjnego na sieci kanalizacji ogólnospławnej miasta Przemyśl. *Proceedings of ECOpole*. Opole, 2014. Volume 8, Issue 1. S. 289–298.

165. Steis Thorsby J., Miller C.J., Treemore-Spears L. The role of green stormwater infrastructure in flood mitigation (Detroit, MI USA)–case study *Urban Water Journal*. Volume 17, Issue 9, November 2020, Pages 838-846.

166. Sun G., Chen X., Jia X., Yao Y., Wang Z. Combinational Build-Up Index (CBI) for Effective Impervious Surface Mapping in Urban Areas. *IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing*, 9(5), 2081–2092, 2016.

167. Sytsma A., Bell C., Eisenstein W., Hogue T., Kondolf G.M. A geospatial approach for estimating hydrological connectivity of impervious surfaces. *Journal of Hydrology*, Volume 591, December 2020 Article number 125545.

168. Tarboton D. G. *Rainfall-Runoff Processes*. Utah State University. Logan, UT, USA, 2003. 159 p.

169. Tarboton D. G. *Rainfall-Runoff Processes*. Utah State University: Logan, UT, USA, 2003. 159 p.

170. Tkachuk S.G., Zhuk V.M.: Reghuljuvannja doshchovogho stoku v systemakh vodovidvedennja: monografija. Lviv: Vydavnyctvo Lvivskoji politekhniky. 2012, 216. (in Ukrainian)
171. Urban Hydrology for Small Watersheds. TR-55. United States Department of Agriculture. Natural Resources Conservation Service (1986).
172. Wang K.H., Altunkaynak A. Comparative case study of rainfall-runoff modeling between SWMM and fuzzy logic approach. Journal of Hydrologic Engineering, 2012. Vol. 17, No. 2. p. 283–291.
173. Ward P.J., Kummur M., Lall U. Flood frequencies and durations and their response to El Niño Southern Oscillation: Global analysis. Journal of Hydrology. Vol. 539, 2016. p. 358–378.
174. WMO Statement on the State of the Global Climate in 2018. WMO-No.1233. – World Meteorological Organization, 2019, 39 p.
175. Xiong Y., Melching C.S. Comparison of kinematic-wave and nonlinear reservoir routing of urban watershed runoff. ASCE Journal of Hydrologic Engineering. Vol. 10 (1), 2005. P. 39–49.
176. Xu Z., Hua W., Xiong, L., He Z. Novel design of volume of detention tanks assisted by a multi-source pollution overflow model towards pollution control in urban drainage basins. Environmental Science and Pollution Research. Volume 27, Issue 11, 1 April 2020, Pages 12781-12791.
177. Yang G., Bowlinga L., Cherkauer K., Pijanowski B. The impact of urban development on hydrologic regime from catchment to basin scales. Landscape and Urban Planning 103, 237– 247 (2011).
178. Yang G., Bowlinga L.C., Cherkauer K.A., Pijanowski B.C. The impact of urban development on hydrologic regime from catchment to basin scales. Landscape and Urban Planning, 103, 237– 247, 2011.
179. Yao, H., Terakaura, A., 1999. Distributed hydrological model for Fuji River basin. Journal of Hydrologic Engineering, ASCE 4 (2), 108–116.
180. Yin D., Evans B., Wang Q., Chen Z., Jia H., Chen A.S., Fu G., Ahmad S., Leng L. Integrated 1D and 2D model for better assessing runoff quantity control of

low impact development facilities on community scale Science of the Total Environment. Volume 720, 10 June 2020, Article number 137630.

181. Zhang K., Chui T., Pok Fu Lam Assessing the impact of spatial allocation of bioretention cells on shallow groundwater – An integrated surface-subsurface catchment-scale analysis with SWMM-MODFLOW Journal of Hydrology. Volume 586, July 2020, Article number 124910.

182. Zhang L., Ye Z., Shibata S. Assessment of rain garden effects for the management of urban storm runoff in japan. Sustainability (Switzerland) Volume 12, Issue 23, 1 December 2020, Article number 9982, Pages 1-17.

183. Zhuk V., Mysak I. Hydrographes from the impervious catchments using the SWMM method and the sector method. Visnyk Natsionalnoho universytetu "Lvivska politekhniky". Serie: Teoriia i praktyka budivnytstva. Lviv. Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniky, 2019. No 912. P. 41–48.

184. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Popadiuk I., Mysak I. The dependence on total and effective imperviousness: a case study on the residential quarters of the city of Lviv. VI International Conference of Science and Technology INFRAEKO 2018. Modern cities. Infrastructure and Environment. Krakow, June 7-8, 2018.

185. Zhuk V.M., Matlai I.I. Hidrohrafy prytoku doshchovykh stichnykh vod z priamokutnykh v plani urbanizovanykh baseiniv stoku dlia doshchiv postiinoi v chasi intensyvnosti. Problems of Water Supply, Sewerage and Hydraulics. Kyiv: KNUBA. 2012, 19, 31–38.

186. Zhuk V.M., Mysak I.V. Stormwater modeling for the territory of Mykolaychuk's Str. district in Lviv. Build Master Class. International scientific-practical conference of young scientists. Conference program and proceedings. Kyiv, 16–18 November 2016. p. 167–168.

187. Zhuk V., Mysak I., Petrushka K. Comparison of the methods of surface runoff modelling from the urbanized subcatchments for estimation of peak loads on the environment // Environmental Problems = Екологічні проблеми. 2020. Vol. 5, №1. P. 1–6. doi.org/10.23939/ep2020.01.001 (Index Copernicus) .

188. Zhuk V., Mysak I., Petrushka K. Comparison of the methods of surface runoff modelling from the urbanized subcatchments for estimation of peak loads on the environment. *Environmental Problems = Екологічні проблеми*. 2020. Vol. 5, №1. P. 1–6. doi.org/10.23939/ep2020.01.001 (Index Copernicus) .
189. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Mysak I. Methods of the estimation of different types cover areas in the modeling of urbanized stormwater catchments. *Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг : матеріали II Міжнародної науково-технічної конференції (Львів, 18-20 жовтня 2017 р.)*. 2017. С. 60–62.
190. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. *Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг : матеріали 3-ої Міжнародної науково-практичної конференції, 23-25 жовтня 2019 р., Львів*. 2019. С. 121.
191. Zhuk V., Vovk L., Popaduk I. Storage volume of two-sectional stormwater storage tanks for the linear catchments for the rains with constant intensity. *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej "Budownictwo i inzynieria Srodowiska"*, z. 54. Rzeszow. 2009. s. 139–142.
192. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. *Journal of Ecological Engineering*. 2020. Vol. 21 (5). p. 56–62 doi.org/10.12911/22998993/122191 (Scopus).
193. Zoppou C. Review of urban storm water models. *Environmental Modelling & Software*. 2001. Vol 16. P. 195–231.

ДОДАТКИ

Додаток А. Список опублікованих праць за темою дисертації

Список публікацій здобувача:

– в науково періодичному виданні, що включене до міжнародних наукометричних баз:

1. Zhuk V., Vovk L., Matlai I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. Journal of Ecological Engineering. 2020. Vol. 21 (5). p. 56–62 doi.org/10.12911/22998993/122191 (Scopus, Web of Science). *Особистий внесок здобувача: виконано статистичну обробку результатів натурних досліджень з визначенням часток загальних та водонепроникних покриттів.*

– в наукових фахових виданнях України:

2. Zhuk V., Mysak I., Petrushka K. Comparison of the methods of surface runoff modelling from the urbanized subcatchments for estimation of peak loads on the environment // Environmental Problems = Екологічні проблеми. 2020. Vol. 5, №1. P. 1–6. doi.org/10.23939/ep2020.01.001 (Index Copernicus). *Особистий внесок здобувача: реалізовано розрахункову схему для обчислення гідрографів дощового стоку за тривимірним секторним методом та проведено порівняння загальновідомих методів моделювання гідрографів з тривимірним секторним методом.*

3. Жук В. М., Мисак І.В. Гідрографи притоку з водонепроникних басейнів стоку за методикою SWMM та за секторним методом. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія "Теорія і практика будівництва". 2019. № 912. С. 41–48. *Особистий внесок здобувача: складено алгоритм для обчислення гідрографів стоку за тривимірним секторним методом.*

4. Жук В.М., Бошота В.В., Мисак І.В. Розрахунок кривих депресії при стаціонарному режимі фільтрації поверхневого стоку з ексфільтраційних траншей. Вісник Нац. у-ту "Львівська політехніка". "Теплоенергетика. Інженерія доквілля. Автоматизація". Львів: НУ "Львівська політехніка". 2011.

№ 712. С. 50–54. *Особистий внесок здобувача: розглянуто регулювальний вплив фільтраційних траншей на параметри дощового стоку.*

– розділ в колективній монографії виданий за кордоном:

5. Zhuk V., Mysak I. Stormwater hydrographs from the rectangular impervious subcatchments modelled by the modified three-dimensional sector method. Theoretical and Scientific Foundations of Engineering: Monograph. International Science Group. 2020. P. 101–105. *Особистий внесок здобувача: виконано аналіз поведінки гідрографів дощового стоку отриманих за тривимірним секторним методом.*

– які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

6. Жук В.М., Мисак І.В., Мисак П.В. Гідрографи дощового стоку за модифікованим тривимірним секторним методом для кліматичних умов міста Львова. Сучасні виклики і актуальні проблеми науки, освіти та виробництва: міжгалузеві диспути [зб. наук. пр.]: матеріали V міжнародної науково-практичної інтернет-конференції (Київ, 3 червня 2020 р.). Київ, 2020. С. 332–338. *Особистий внесок здобувача: дослідження та аналіз гідрографів дощового стоку отриманих за тривимірним секторним методом для умов м. Львова.*

7. Mysak I., Zhuk V. Modeling of stormwater hydrographs from the impervious subcatchments using the modified 3D-sector method. Perspective directions for the development of science and practice: Abstracts of XX-th International Scientific and Practical Conference. Athens, Greece 2020. P. 66–69. DOI: 10.46299/ISG.2020.XX *Особистий внесок здобувача: дослідження гідрографів стоку на прикладі типових підбасейнів стоку.*

8. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Popadiuk I., Mysak I., Fasuliak V. Dependency between the total and effective imperviousness for residential quarters of the Lviv city. Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг : матеріали 3-ої Міжнародної науково-практичної конференції, 23-25 жовтня 2019 р., Львів. 2019. С. 121. *Особистий внесок здобувача: проведено*

статистичний аналіз результатів натурних досліджень водонепроникних покриттів для умов м. Львова.

9. Жук В.М., Мисак І.В. Підвищення безпеки експлуатації водовідвідних мереж за рахунок затримання поверхневого стоку в регулювальних резервуарах непроточного типу. Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд: тези за матеріалами ІХ Міжнародної наукової конференції ", Харків, 15-16 жовтня 2019 р. 2019. С.111–113. *Особистий внесок здобувача: проаналізовано умови підтоплення території навколо Старого трампарку у м. Львові.*

10. Жук В.М., Мисак І.В. Зміна кількості атмосферних опадів у місті Львові за період з 1945 по 2018 роки. Ресурси природних вод Карпатського регіону / Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали 18 Міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 23–24 травня 2019 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2019. С. 19–22. *Особистий внесок здобувача: виконано статистичну обробку фактичних даних про добову висоту шару опадів у місті Львові.*

11. Жук В.М., Мальований М.С., Муха О.В., Мисак І.В. Розробка програм управління поверхневим стоком з урбанізованих територій в Україні. Матеріали ІІІ Міжнародної науково-практичної конференції "Екологічна безпека як основа сталого розвитку суспільства. Європейський досвід і перспективи". Львів : ЛДУБЖД, 2018. С. 201. *Особистий внесок здобувача: моделювання заходів з регулювання дощового стоку.*

12. Zhuk V., Vovk L., Matlay I., Mysak I. Methods of the estimation of different types cover areas in the modeling of urbanized stormwater catchments. Водопостачання та водовідведення: проектування, будова, експлуатація, моніторинг : матеріали ІІ Міжнародної науково-технічної конференції (Львів, 18-20 жовтня 2017 р.). 2017. С. 60–62. *Особистий внесок здобувача: проведено статистичний аналіз та обробку результатів натурних досліджень з визначенням часток загальних та водонепроникних покриттів.*

13. Мисак І.В., Жук В.М. Вплив початкової інтенсивності інфільтрації в моделі Хортон на гідрографи стоку з типового басейна стоку по вул. Миколайчука у Львові. Ресурси природних вод Карпатського регіону. Проблеми охорони та раціонального використання. Матеріали Шістнадцятої міжнародної науково-практичної конференції (м. Львів, 25–26 травня 2017 р.): збірник наукових статей Львів: Національний університет "Львівська політехніка", 2017. С. 31–34. *Особистий внесок здобувача: визначення впливу коефіцієнтів моделі інфільтрації Хортон на гідрографи дощового стоку в одному з районів м. Львова.*

14. Zhuk V.M., Mysak I.V. Stormwater modeling for the territory of Mykolaychuk's Str. district in Lviv. Build Master Class. International scientific-practical conference of young scientists. Conference program and proceedings. Kyiv, 16–18 November 2016. p. 167–168. *Особистий внесок здобувача: проаналізовано вплив коефіцієнтів інфільтрації на гідрографи дощового стоку.*

15. Бошота В.В., Мисак І.В., Жук В.М. Методи розрахунку фільтраційної витрати з ексфільтраційних траншей. Всеукраїнська науково-практична конференція молодих учених, аспірантів і студентів "Вода в харчовій промисловості": Збірник тез доповідей Всеукраїнської науково-практичної конференції. Одеса: ОНАХТ, 2011. С. 77. *Особистий внесок здобувача: розглянуто регулювальний вплив фільтраційних траншей на параметри дощового стоку.*

Додаток Б. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи у навчальний процес НУ "Львівська політехніка"

ЗАТВЕРДЖУЮ:



Проректор
з науково-педагогічної роботи
Національного університету
"Львівська політехніка"

Давидчак О.Р.

АКТ

про використання результатів дисертаційної роботи
асистента кафедри гідротехніки та водної інженерії
Мисака Ігоря Васильовича

на тему «Гідравлічне моделювання мереж дощового водовідведення за наявності регулювання стоку»

Нами, головою науково-методичної комісії спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», к.т.н., доцентом Холодом П.Ф., завідувачем кафедри гідротехніки та водної інженерії, д.т.н., професором Чернюком В.В., складено даний акт про те, що результати дисертаційної роботи Мисака І.В. впровадженні в навчальний процес на кафедрі гідротехніки та водної інженерії, зокрема в курсі «Мережі водовідведення» (розділи «Гідравлічний розрахунок водовідвідних мереж» та «Дощова водовідвідна мережа»), що викладається для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Водопостачання та водовідведення». Результати дисертаційної роботи використовуються при викладанні методики визначення розрахункових параметрів дощового стоку з урбанізованих територій із врахуванням регульовального впливу спеціальних споруд.

Голова науково-методичної
комісії спеціальності 192
«Будівництво та цивільна
інженерія», к.т.н., доцент

Холод П.Ф.

Завідувач кафедри гідротехніки
та водної інженерії, д.т.н.,
професор

Чернюк В.В.

Додаток В. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи у виробництво



ТзОВ "Цифрові Технології-Захід"
79014 Львів-14 вул.Б. Котика,7
Поштова адреса: 79070, м. Львів, вул.
Хуторівка, 40 а/335
Тел/факс +38 (032) 232-90-22, e-mail:
stepan_fed@ukr.net

ЗКПО:32327097 Розрахунковий рахунок: в UA76325365000002600101723545 ПАТ "КРЕДОБАНК" МФО 325365

Вих. № 28 від 05.02.2021 р.

АКТ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ результатів дисертаційної роботи Мисака І.В.

Комісія у складі представників ТзОВ "Цифрові технології-Захід": директор Федоришин С.Д., заст. директора Гук О.Г., пров. інженер Кіндро Ю.Р. склали цей акт про впровадження наукових розробок асистента кафедри гідротехніки та водної інженерії Національного університету "Львівська політехніка" Мисака Ігоря Васильовича, які є частиною його дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора філософії на тему "Гідравлічне моделювання мереж дощового водовідведення за наявності регулювання стоку".

Результати дисертації впроваджені в роботі "Розрахункові об'ємні витрати поверхневих стічних вод та підземного стоку р. Полтва на вході Львівських КОС", виконаній відповідно до господарського договору №182 від 03.09.2019 р. між НУ "Львівська політехніка" і ТзОВ "Цифрові технології-Захід".

Обґрунтований Мисаком І.В. метод дозволяє врахувати різницю між загальними водонепроникними поверхнями на території урбанізованого басейна стоку та ефективними водонепроникними поверхнями, які напряму приєднані до водовідвідної мережі. На підставі обробки та аналізу матеріалів обстеження близько 1000 га території м. Львова отримано статистично-обґрунтовану залежність між частками загальних та ефективних водонепроникних покриттів. Перевагою використаного методу є більш точне, науково обґрунтоване визначення розрахункових максимальних добових витрат різної повторюваності на вході Львівських КОС. Застосування концепції ефективних водонепроникних покриттів при періоді одноразового перевищення $P = 1$ рік дозволило обґрунтувати максимальну добову витрату поверхневого стоку на вході Львівських КОС на рівні 680 тис. м³/добу проти 815 тис. м³/добу при розрахунках за загальною площею водонепроникних територій. Різниця складає 135 тис. м³/добу (або 17%), що дозволить отримати економічний ефект за рахунок відповідного зменшення об'ємів регулювальних споруд дощового стоку, а також зменшення проектної потужності, на яку буде виконана реконструкція Львівських КОС.

Цей акт впровадження не є підставою для фінансових розрахунків.

Директор
ТзОВ "Цифрові технології-Захід"

Заст. директора

Пров. інженер



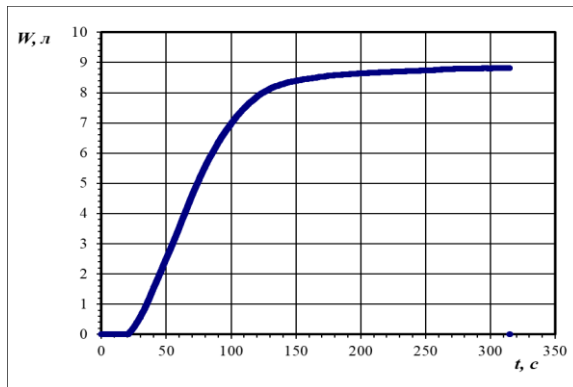
Федоришин С. Д.

Гук О. Г.

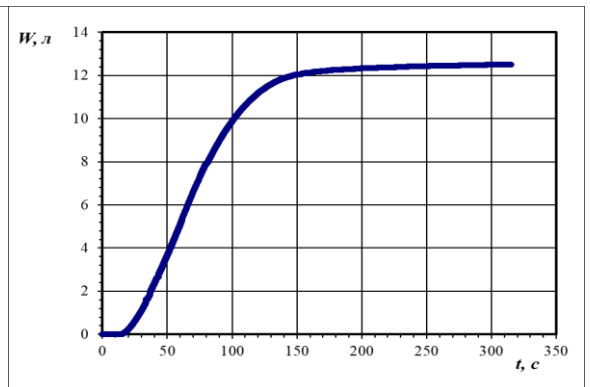
Кіндро Ю.Р..

Додаток Г. Експериментальні графіки об'ємів поверхневого стоку

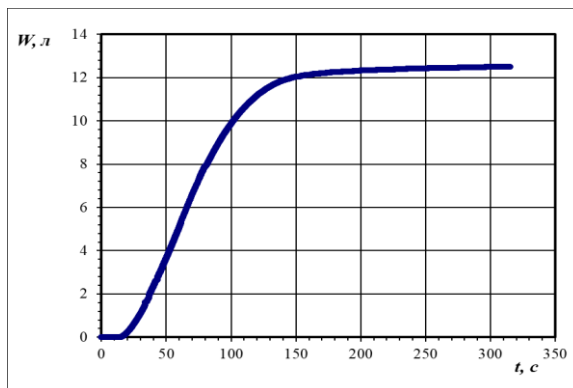
Додаток Г.1. Експериментальні графіки об'ємів поверхневого стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$; $t_0 = 60 \text{ с}$). (Серія 4) а) $q_0 = 681,5 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, б) $q_0 = 953,2 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, в) $q_0 = 1164 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, г) $q_0 = 1346,7 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, д) $q_0 = 1510 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, е) $q_0 = 1510 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, є) $q_0 = 1703 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, ж) $q_0 = 1792,1 \text{ л/(с} \times \text{га)}$



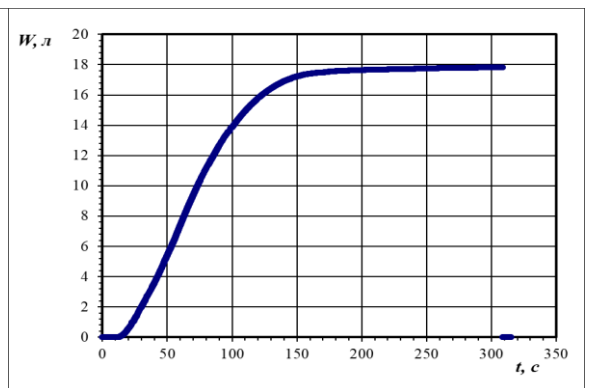
а)



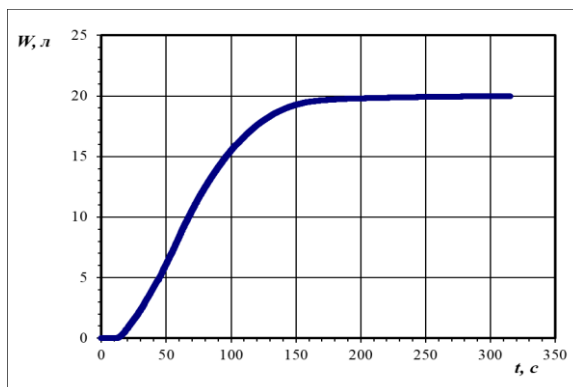
б)



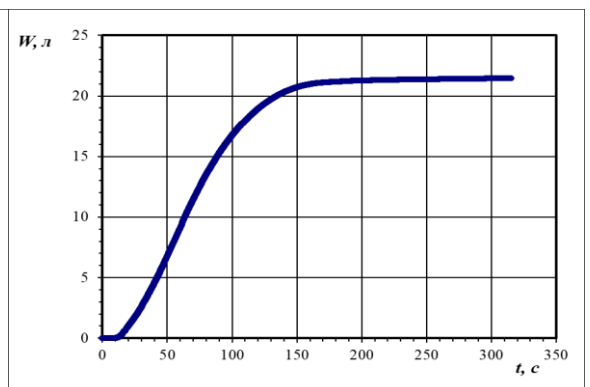
в)



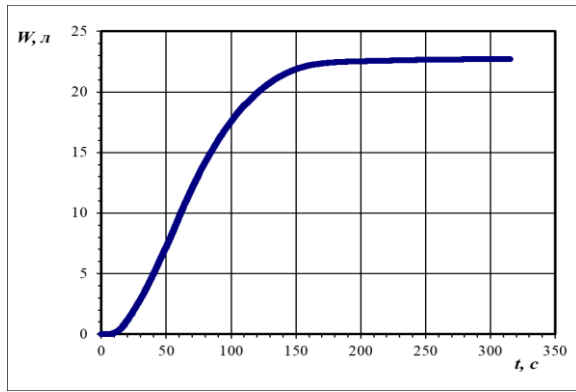
г)



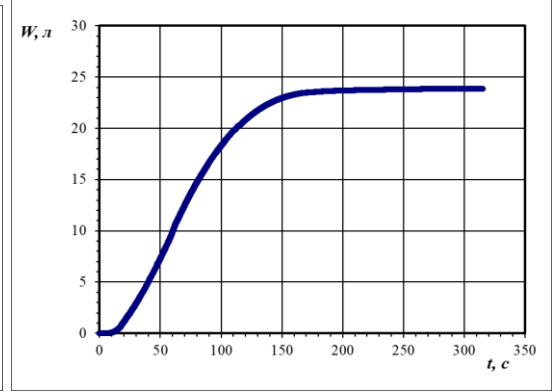
д)



е)

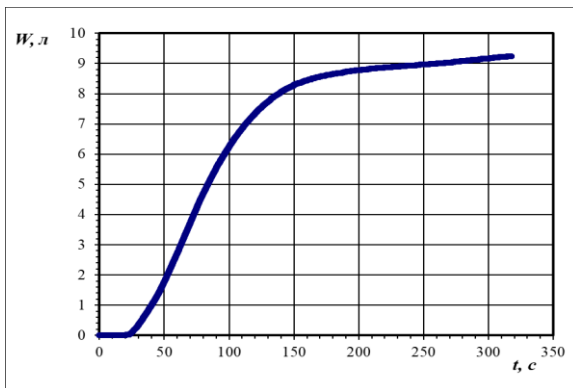


е)

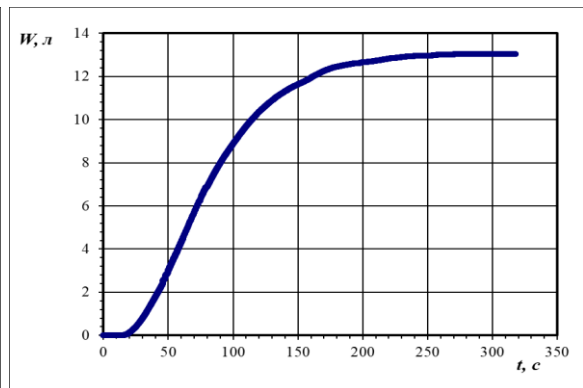


жс)

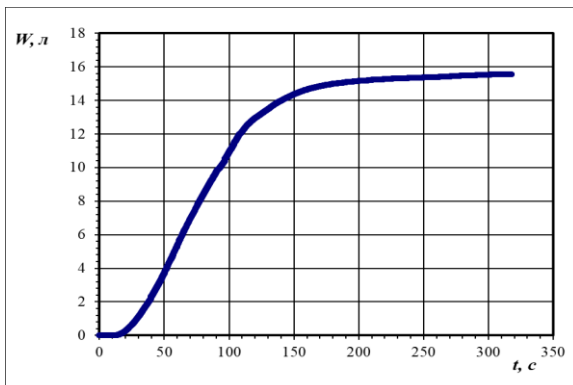
Додаток Г.2. Експериментальні графіки об'ємів поверхневого стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$; $t_d = 60 \text{ с}$). Серія 5. а) $q_d = 709,9 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, б) $q_d = 996,3 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, в) $q_d = 1201,4 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, г) $q_d = 1396 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, д) $q_d = 1621,7 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, е) $q_d = 1780,6 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, є) $q_d = 17361 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, жс) $q_d = 1869,7 \text{ л/(с} \times \text{га)}$



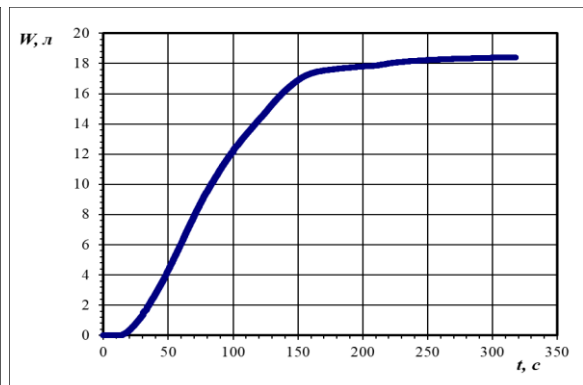
а)



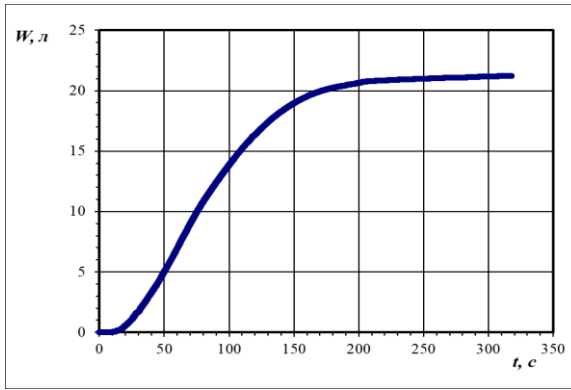
б)



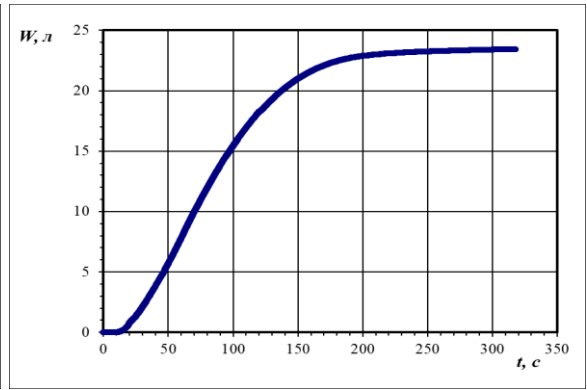
в)



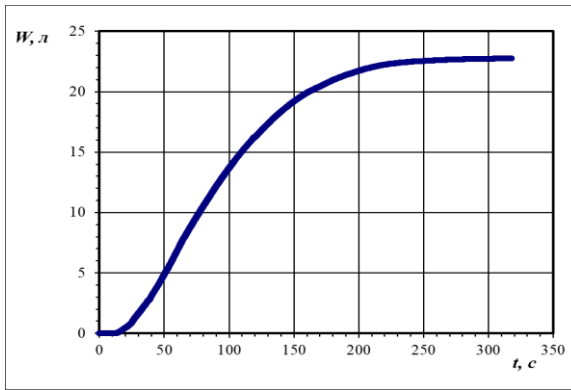
г)



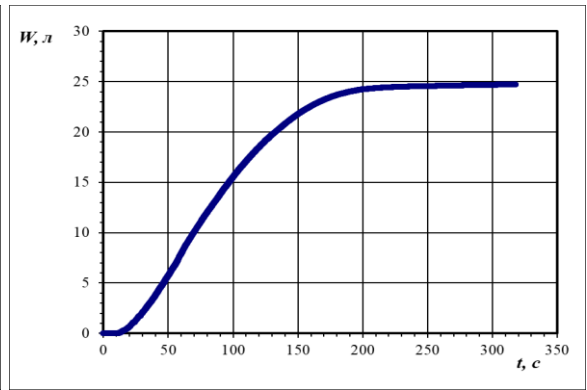
d)



e)



e)



жс)

Додаток Д. Інтенсивність модельованого дощу та експериментальний коефіцієнт стоку для модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$

Додаток Д.1. Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та експериментальні коефіцієнти стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії № 2 та висотної схеми № 1 ($i_x = i_y = 0,01$; $t_d = 60 \text{ с}$).

№ досліджу	$M_{\text{стоку}}$, кг	$M_{\text{дощу}}$, кг	Q_d , л/с	q_d , л/(с×га)	ψ
2.1	21,10	22,35	0,373	1656	0,944
2.2	17,34	17,59	0,293	1303	0,985
2.3	15,13	15,42	0,257	1142	0,981
2.4	40,46	40,82	0,227	1008	0,991
2.5	45,17	45,61	0,253	1126	0,990
2.6	33,43	33,74	0,562	2499	0,991
2.7	29,50	29,88	0,498	2213	0,987
2.8	40,25	40,66	0,678	3012	0,989
2.9	42,87	43,32	0,722	3209	0,989
2.10	24,96	25,40	0,423	1881	0,982

Додаток Д.2. Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та експериментальні коефіцієнти стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії №3 та висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$; $t_d = 60 \text{ с}$).

№ досліджу	$M_{\text{стоку}}$, кг	$M_{\text{дощу}}$, кг	Q_d , л/с	q_d , л/(с×га)	ψ
3.1	15,750	16,300	0,272	1210,300	0,966
3.2	15,767	16,290	0,272	1209,600	0,968
3.3	14,590	15,080	0,252	1119,700	0,968
3.4	14,858	15,270	0,255	1133,800	0,973
3.5	43,448	43,850	0,244	1085,300	0,991

Додаток Д.3. Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та експериментальні коефіцієнти стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії № 4 та висотної схеми № 3 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,02$; $t_0 = 60 \text{ с}$).

№ дослідю	$M_{\text{стоку}}, \text{ кг}$	$M_{\text{дощу}}, \text{ кг}$	$Q_0, \text{ л/с}$	$q_0, \text{ л/(с} \times \text{га)}$	ψ
4.1	8,715	9,18	0,1534	681,70	0,949
4.2	12,254	12,84	0,2145	953,50	0,954
4.3	15,050	15,68	0,2621	1164,70	0,959
4.4	17,493	18,14	0,3031	1347,00	0,964
4.5	19,716	20,34	0,3400	1510,90	0,969
4.6	21,137	21,77	0,3639	1617,10	0,971
4.7	22,397	22,94	0,3834	1704,00	0,976
4.8	23,617	24,14	0,4035	1793,30	0,978
4.9	24,950	25,44	0,4252	1889,7	0,981
4.10	33,369	33,80	0,5647	2509,8	0,987

Додаток Д.4. Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та експериментальні коефіцієнти стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії № 5 та висотної схеми № 1 ($i_x = 0,01$; $i_y = 0,005$; $t_0 = 60 \text{ с}$).

№ дослідю	$M_{\text{стоку}}, \text{ кг}$	$M_{\text{дощу}}, \text{ кг}$	$Q_0, \text{ л/с}$	$q_0, \text{ л/(с} \times \text{га)}$	ψ
5.1	9,104	9,56	0,1597	709,90	0,962
5.2	12,901	13,42	0,2242	996,50	0,967
5.3	15,659	16,18	0,2704	1201,90	0,968
5.4	18,280	18,80	0,3141	1396,10	0,972
5.5	21,379	21,84	0,3650	1622,30	0,978
5.6	23,557	23,98	0,4008	1781,30	0,982
5.7	23,136	23,38	0,3908	1736,70	0,989
5.8	24,962	25,18	0,4208	1870,40	0,991

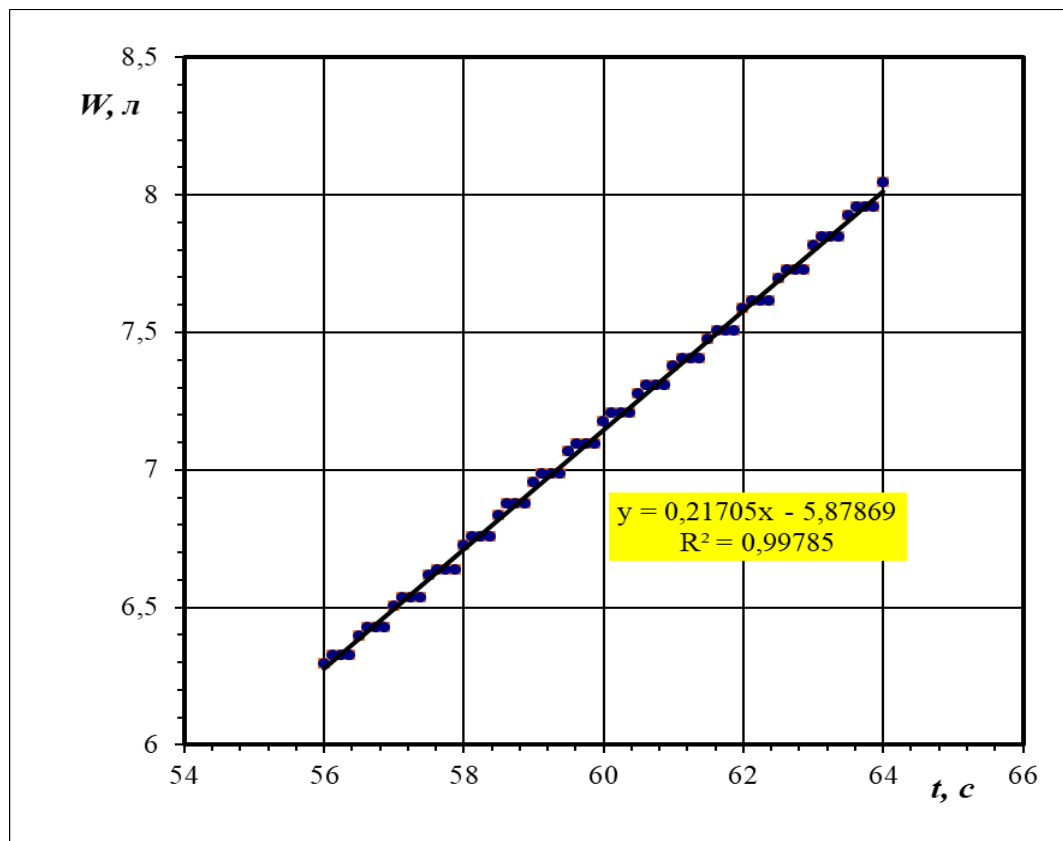
Додаток Д.5. Експериментальні інтенсивності модельованого дощу та експериментальні коефіцієнти стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії №6 та висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$; $t_0 = 60 \text{ с}$)

№ дослідю	$M_{\text{стоку}}, \text{ кг}$	$M_{\text{дощу}}, \text{ кг}$	$Q_0, \text{ л/с}$	$q_0, \text{ л/(с}\times\text{га)}$	ψ
6.1	17,655	18,56	0,3101	1378,10	0,956
6.2	24,731	25,89	0,4326	1922,50	0,959
6.3	16,177	16,76	0,2798	1243,70	0,965
6.4	21,547	22,16	0,3704	1646,10	0,972
6.5	13,238	13,56	0,2266	1007,30	0,976
6.6	25,529	26,18	0,4376	1944,70	0,975
6.7	22,634	23,06	0,3854	1712,90	0,981

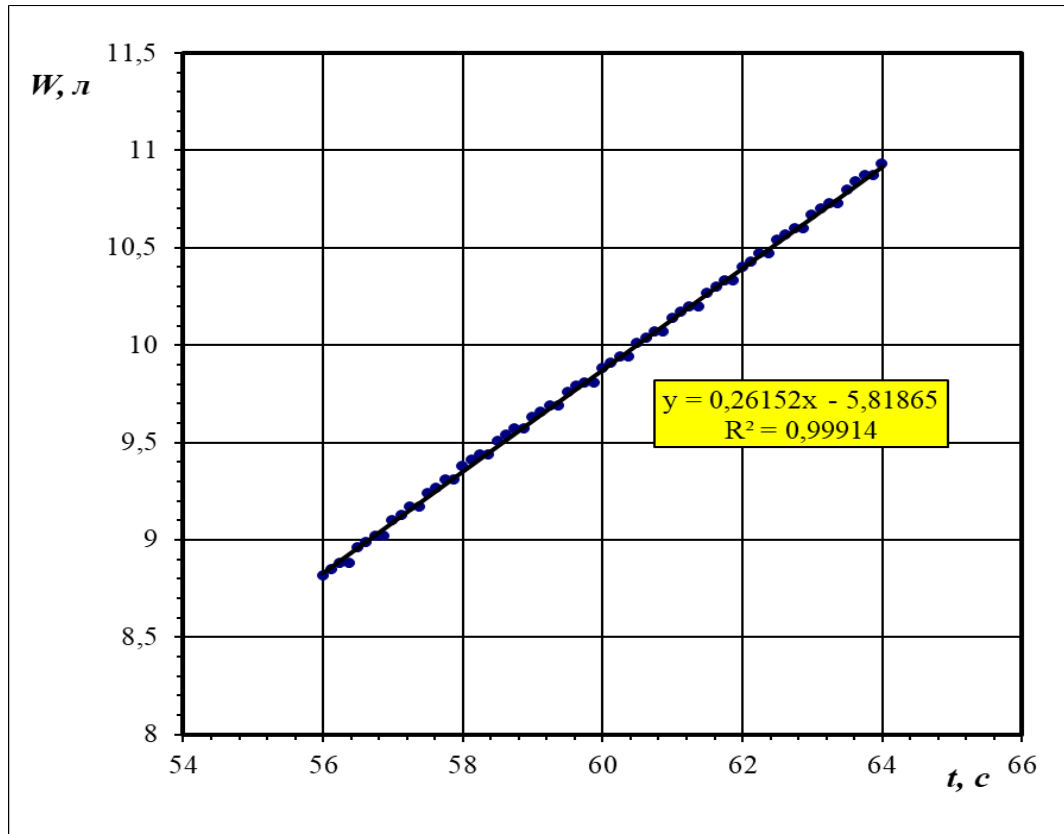
**Додаток Е. Визначення максимальної витрати стоку для
модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$**

Додаток Е.1. Визначення максимальної витрати стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії №1 та висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$;) при привалості дощу $t_\partial = 60 \text{ с.}$, за лінійним законом при інтенсивності опадів: а) $q_\partial = 1325,5 \text{ л/(с}\times\text{га)}$, б) $q_\partial = 1533,8 \text{ л/(с}\times\text{га)}$, в) $q_\partial = 1825,2 \text{ л/(с}\times\text{га)}$, г) $q_\partial = 1988,3 \text{ л/(с}\times\text{га)}$, д) $q_\partial = 2285,5 \text{ л/(с}\times\text{га)}$.

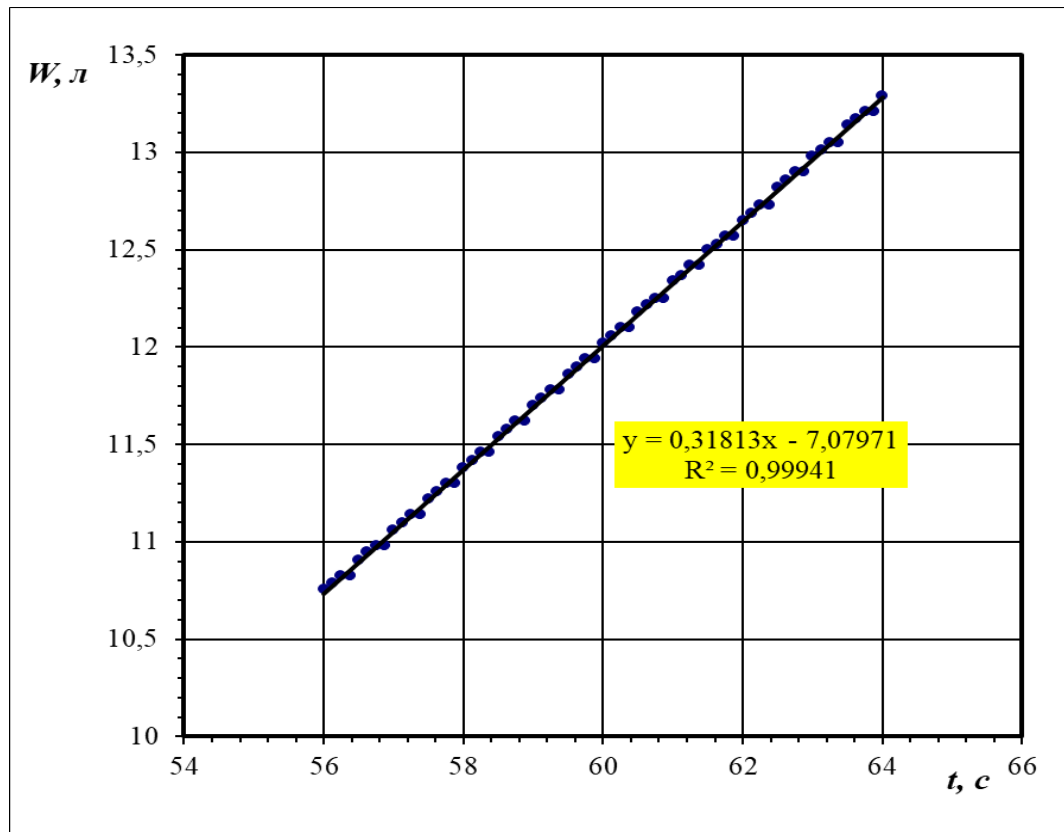
а)



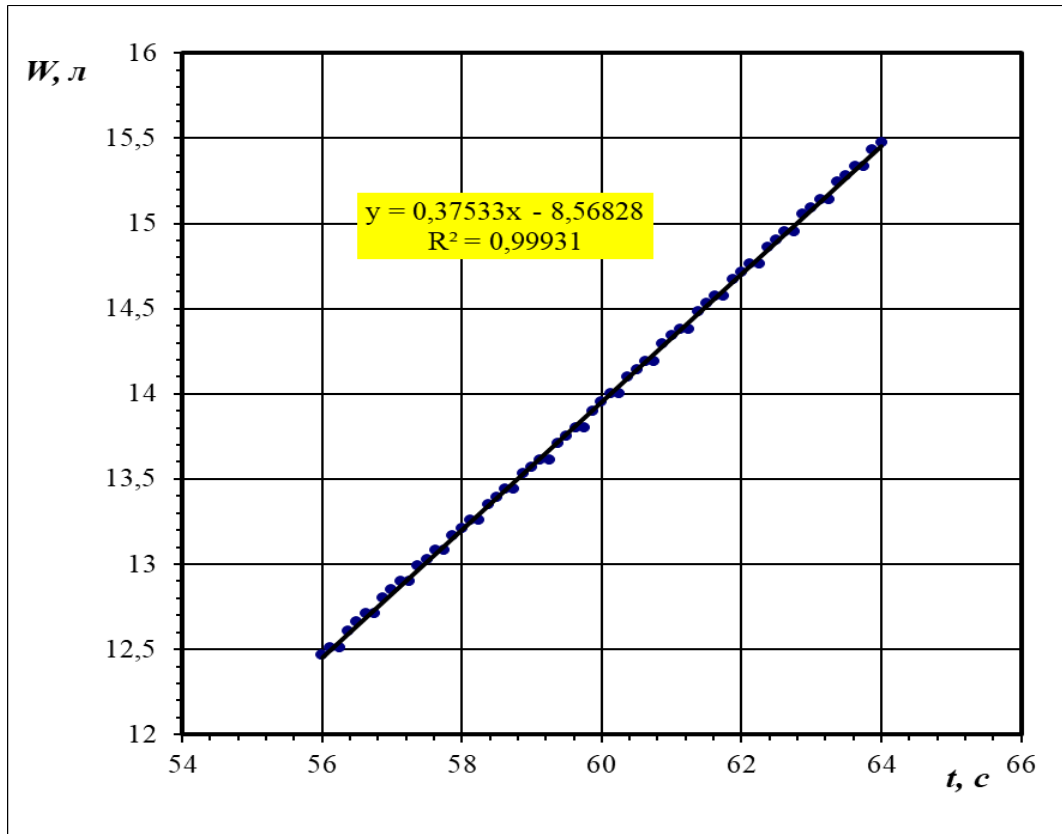
б)



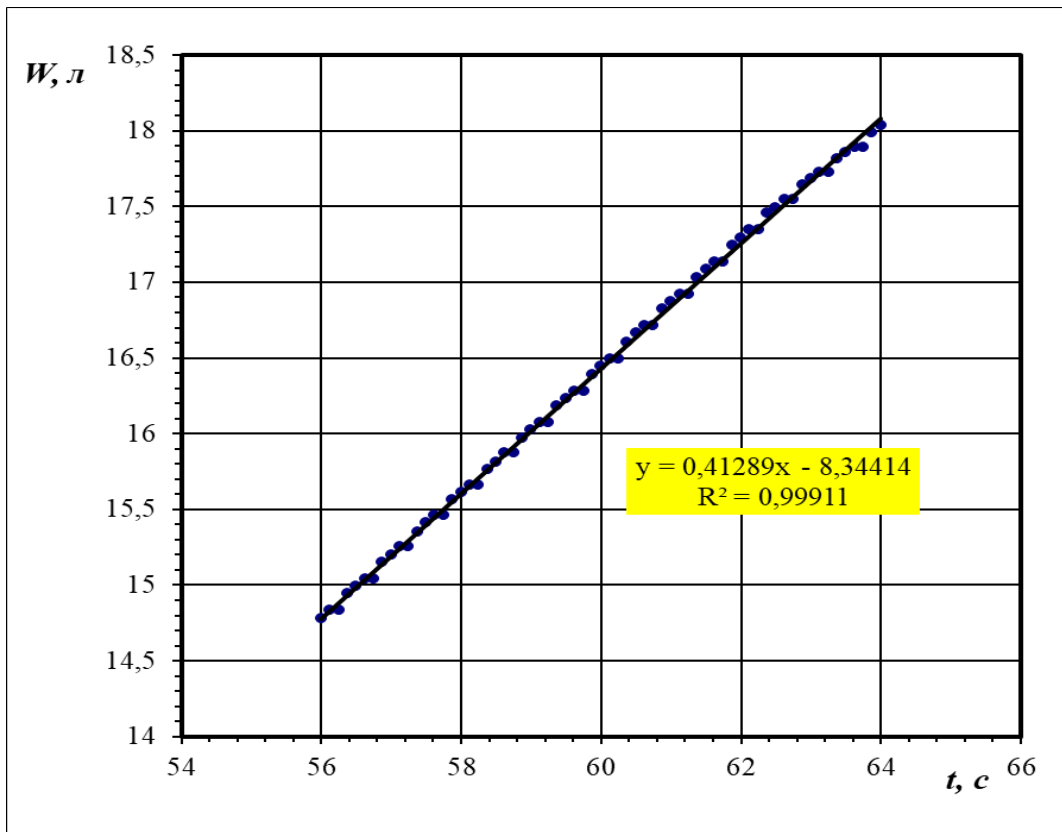
в)



2)

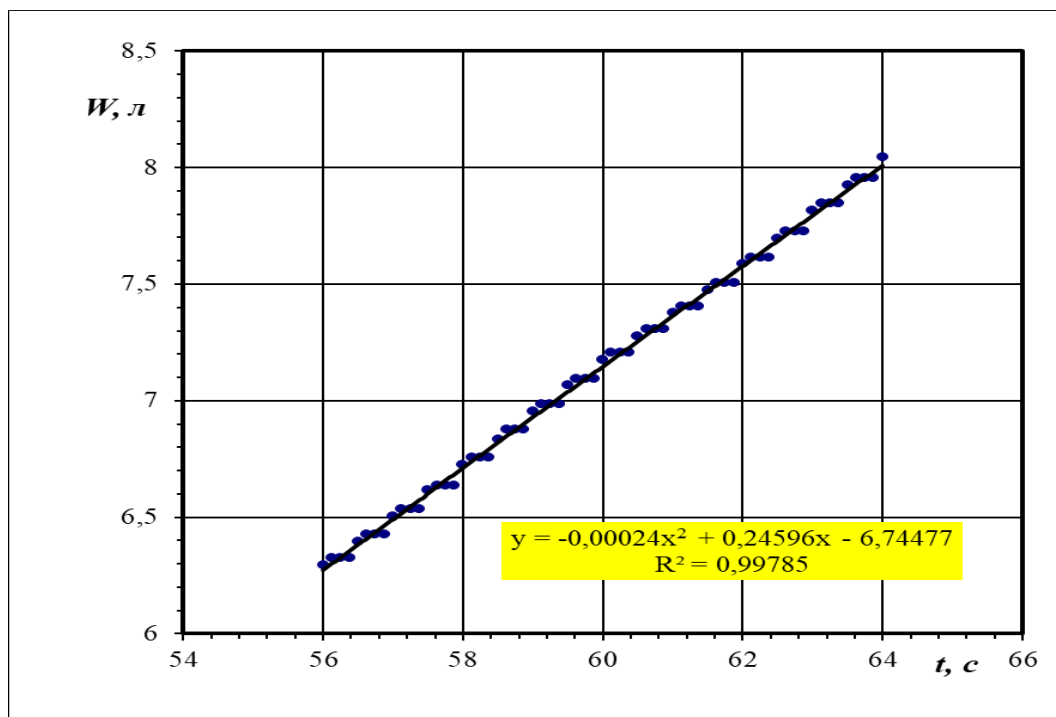


д)

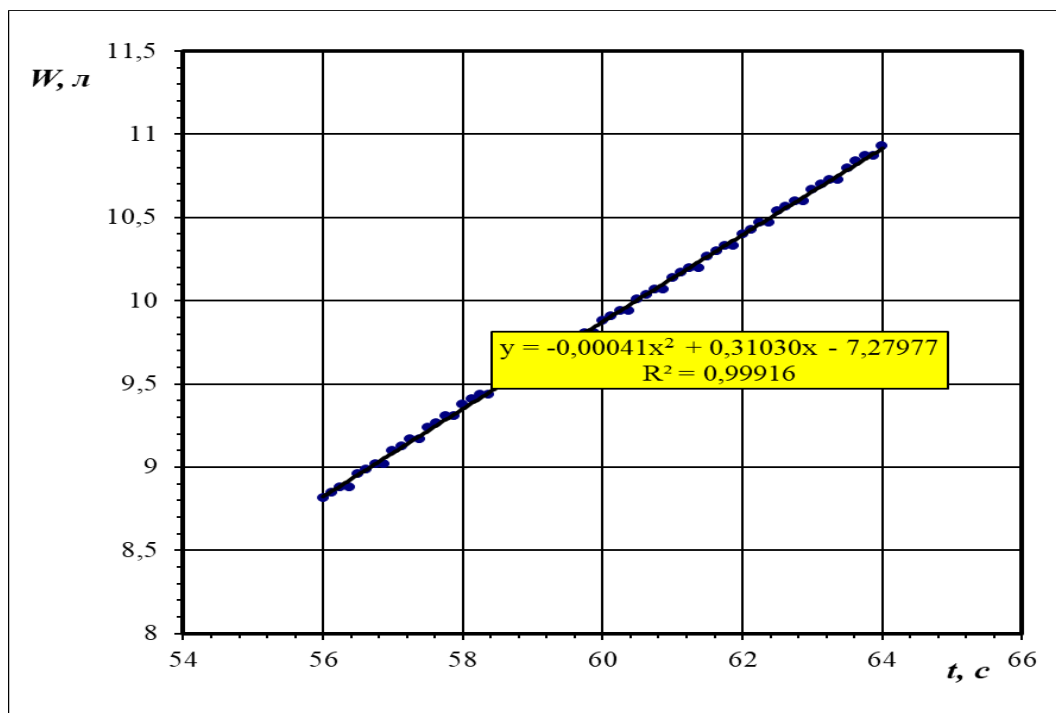


Додаток Е.2. Визначення максимальної витрати стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії №1 та висотної схеми №1 ($i_x = i_y = 0,01$;) при привалості дощу $t_d = 60 \text{ с.}$, за квадратичним законом при інтенсивності опадів: а) $q_d = 1325,5 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, б) $q_d = 1533,8 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, в) $q_d = 1825,2 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, г) $q_d = 1988,3 \text{ л/(с} \times \text{га)}$

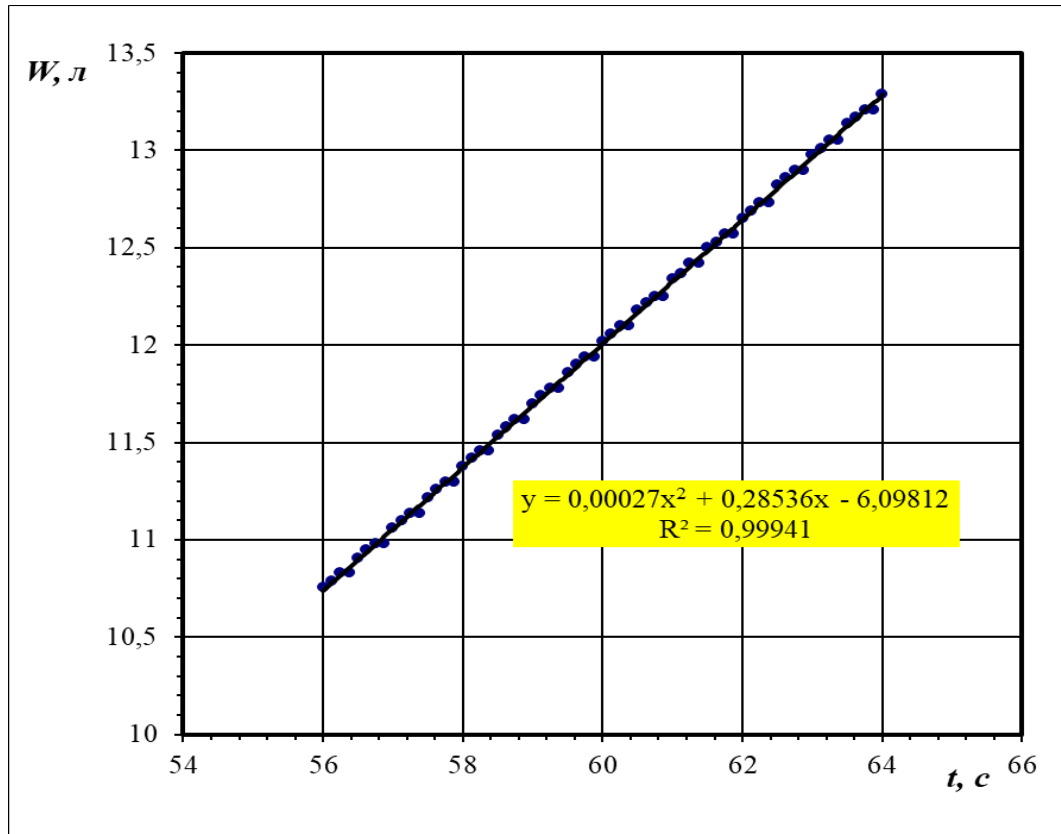
а)



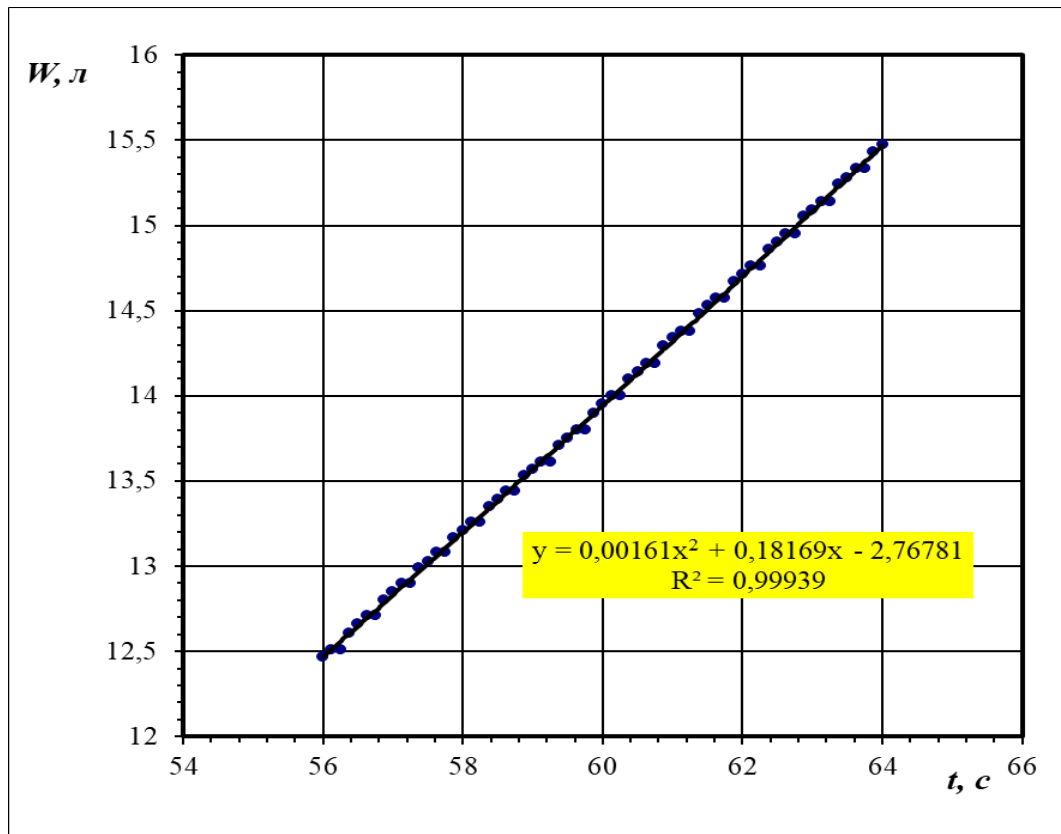
б)



в)



г)

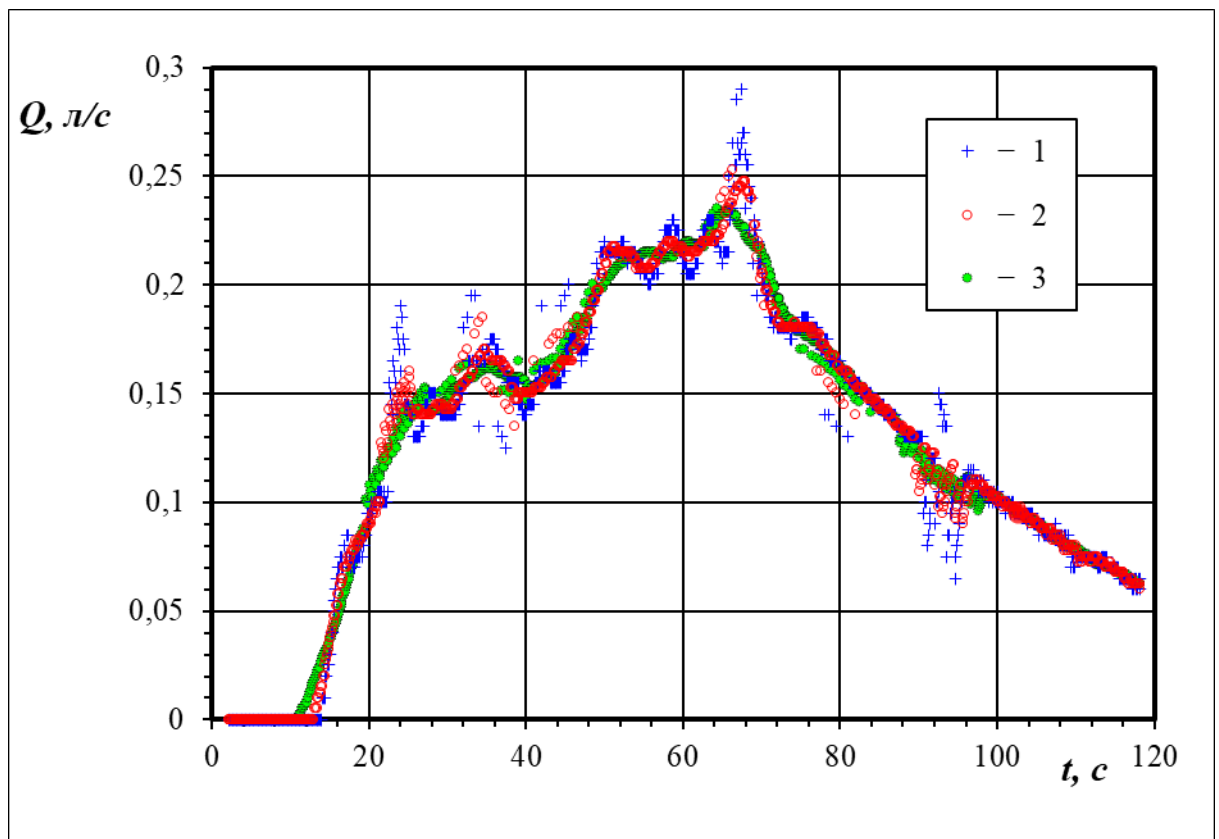


**Додаток Є. Визначення максимальної витрати стоку для
модельованого квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$**

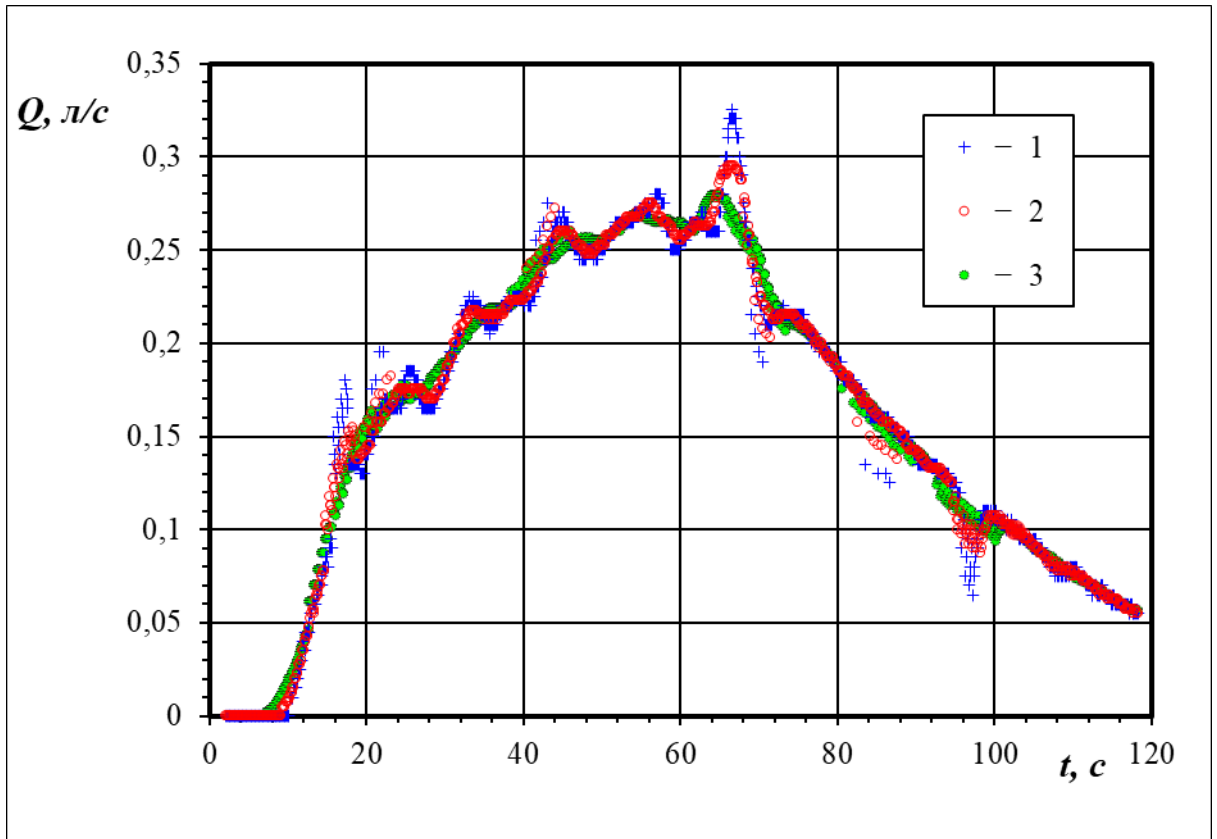
Додаток Є.1. Визначення максимальної витрати стоку з квадратного в плані басейна стоку при $L/B = 1$; $F = 2,25 \text{ м}^2$ для серії № 1 та висотної схеми № 1 ($i_x = i_y = 0,01$) при привалості дощу $t_d = 60 \text{ с}$, за лінійним законом при інтенсивності опадів:

- а) $q_d = 1325,5 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, б) $q_d = 1533,8 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, в) $q_d = 1825,2 \text{ л/(с} \times \text{га)}$,
г) $q_d = 1988,3 \text{ л/(с} \times \text{га)}$, д) $q_d = 2285,5 \text{ л/(с} \times \text{га)}$

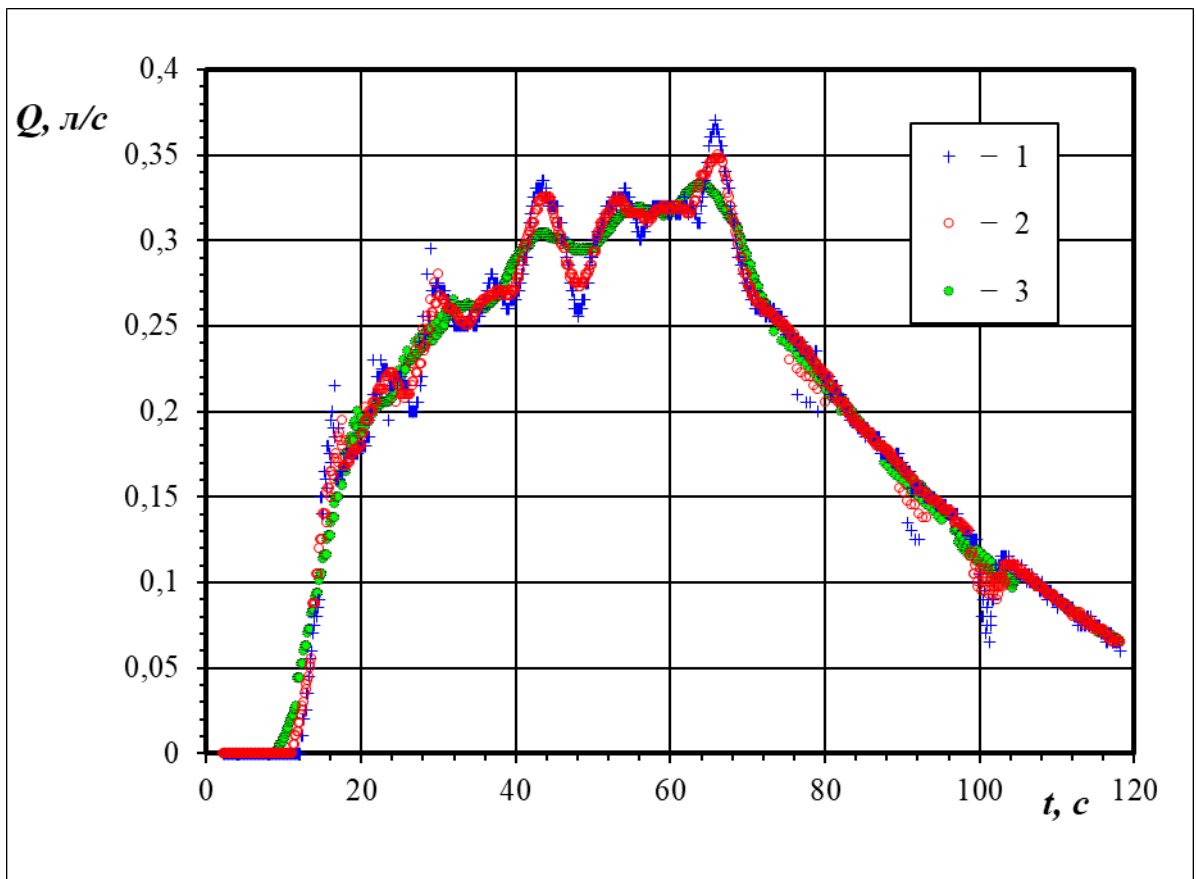
а)



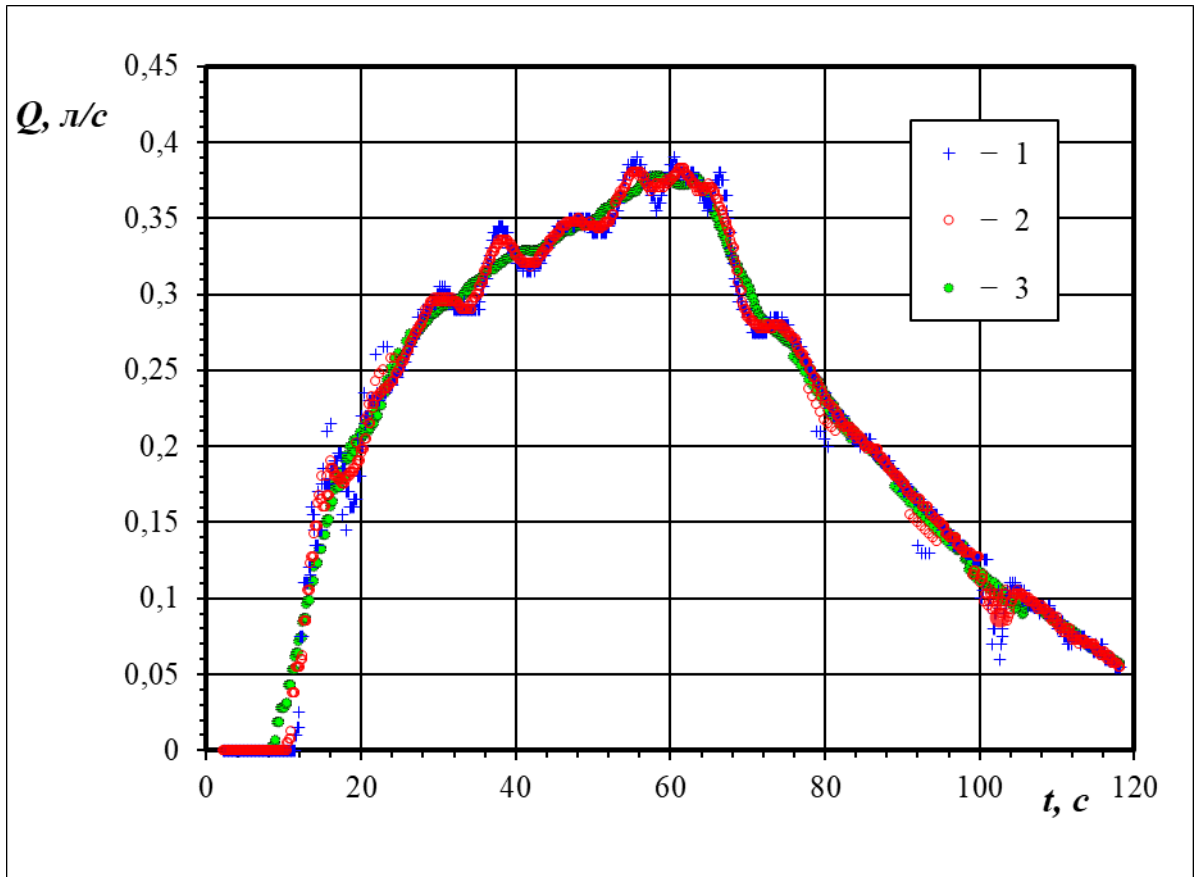
б)



в)



з)



д)

