

УДК 556.166

УКПІ

№ держреєстрації 0113U005799

Інв. №

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
(ОДЕКУ)

65016, м. Одеса, вул. Львівська, 15

тел. (0482) 63-62-09



ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з НР ОДЕКУ

д.т.н., проф.

Тучковенко Ю.С.

.12.2017

ЗВІТ
ПРО НАУКОВО-ДОСЛІДНУ РОБОТУ
МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ ЗАМУЛЕННЯ ПІДВІДНИХ
КАНАЛІВ-КОВШІВ ДО ШЛЮЗІВ-РЕГУЛЯТОРІВ НА ПРИДУНАЙСЬКИХ
ОЗЕРАХ
(остаточний)

Науковий керівник НДР
к.т.н., проф.

О.Г. Кулібабін

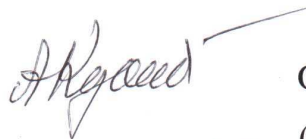
2017

Рукопис закінчено 1 грудня 2017 р.

Результати роботи розглянуто Науково-технічною радою ОДЕКУ
протокол від 21 грудня 2017 р. № 5

СПИСОК АВТОРІВ

Кандидат технічних наук,
професор



О. Г. Кулібабін

01.12.2017

(вступ, розд.1, 2, 3, 4, 5, 6,
7, висновки)

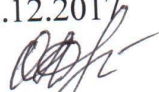
Асп. кафедри гідрології суші



Є.О. Романова (розд. 7.1)

01.12.2017

Зав. лаб.



О.В. Арестова (розд. 1.1)

01.12.2017

Нормоконтролер



С.В. Малацковська

РЕФЕРАТ

Звіт про НДР: 152 с., 47 рис., 26 табл., 2 дод., 28 джерел.

ВІДСТІЙНИК, ЗАВИСЛІ НАНОСИ, ЗАМУЛЕННЯ, КАНАЛИ-КОВШІ, КОВШІ, ПЕРЕРІЗИ ВИРУ, РЕЖИМ ВОДООБМІНУ, СКЛАД ЗАВИСЕЙ, СТРУМЕНЬ, ТРАНЗІТНІ ТЕЧІЇ, ТРАНСПОРТУВАЛЬНІ КАНАЛИ, ЦИРКУЛЯЦІЯ, ШВИДКІСТЬ ТЕЧІЇ.

Об'єкт дослідження – водопровідні тракти до Придунайських озер-водосховищ.

Мета роботи – дослідження і розробка методологічних основ гідравлічного і наносного режиму підвідних і транспортувальних каналів до Придунайських озер-водосховищ, побудова математичної моделі занесення водопровідних трактів і розробка рекомендацій зі зменшення їхнього замулення.

Методи дослідження – математичне моделювання, аналітичні дослідження, що включають ймовірносно-статистичні підходи, які застосовуються при аналізі процесів з безупинно змінною обстановкою.

Установлена фактична пропускна здатність водопровідного тракту, запропонований порядок гідравлічного розрахунку підвідних каналів-ковшів, розроблена модель розрахунку пропускної здатності каналу і наповнення озер; сформульовані основні вимоги до конструкції підвідних каналів у конкретних умовах, розроблена математична модель процесу транспортування і перевідкладення наносів, запропоновані і перевірені розрахунком формули для визначення значення швидкості течії, що починає розмив ґрунту, і розрахунок крупності каменю для зміцнення укосів, а також формула для визначення глибини місцевого розмиву русла; розроблено пропозиції щодо зміни конструкції підвідних і транспортувальних каналів, а також типові рішення для поліпшення режиму глибин на ділянках сполучення каналів з річкою.

Упровадження результатів досліджень передбачається здійснити при розробці проектів реконструкції водопровідних трактів.

ЗМІСТ

Вступ.....	6
1 Фізико-географічний опис і кліматична характеристика досліджуваної ділянки.....	9
1.1 Опис досліджуваної ділянки.....	9
1.2 Клімат і метеорологічний режим.....	13
1.2.1 Клімат.....	13
1.2.2 Метеорологічний режим.....	14
1.2.2.1 Опади.....	14
1.2.2.2 Вітровий режим.....	15
2 Гідрологічний режим.....	17
2.1 Гідрологічна вивченість річки Дунай і Придунайських озер.....	17
2.2 Рівні.....	21
3 Аналіз ефективності роботи Придунайських каналів.....	30
3.1 Технічні характеристики Придунайських каналів.....	30
3.2 Розрахункова пропускна здатність каналів.....	38
3.3 Фактична пропускна здатність каналів і її зіставлення з розрахунковою.....	42
3.4 Теоретичне дослідження коефіцієнтів витрати і швидкості.....	49
4 Дослідження режиму взаємодії між річкою і підвідним каналом.....	57
4.1 Загальні визначення режиму водообміну і режиму розподілу потоку...	57
4.2 Режим і динаміка водообміну в підвідних каналах.....	58
4.2.1 Особливості течій на вході в канал або ківш.....	58
4.2.2. Дослідні і теоретичні передумови, покладені в основу аналізу.....	60
4.2.3 Зусилля, що розвиваються при змішуванні мас потоку.....	69
4.2.4 Динаміка режиму водообміну.....	70
5 Гідравлічний і наносний режими підвідних і транспортувальних каналів.....	81

5.1 Класифікація гідравлічних режимів і особливості транзитних течій у підвідних каналах	81
5.2 Гідравлічні характеристики потоку, що формується у підвідних і транспортувальних каналах.....	88
5.3 Керування гідравлічним режимом усередині підвідного каналу-ковша.....	94
6 Особливості замулення підвідних і транспортувальних каналів і просвітлення в них води.....	104
6.1 Зведення характеристик завислих наносів річок до умов підвідних і транспортувальних каналів Придунайських водосховищ.....	104
6.2 Характеристики завислих наносів річок і р. Дунай.....	106
6.3 Теоретичні передумови зміни мутності по довжині транзитного струменя.....	111
6.4 Теоретичні дослідження динаміки наносів у транспортувальному (сполучному) каналі.....	115
6.5 Побудова моделі занесення водопропускного каналу і розрахунок параметрів пастки.....	118
7 Результати рекогносцирувального обстеження і експериментальні дослідження із наносами, відібраними під час обстеження	131
7.1 Експеримент із наносами, відібраними під час рекогносцирування ...	132
Висновки і рекомендації.....	135
Перелік джерел посилання	140
Додаток А	142
Додаток Б	151

ВСТУП

Придунайські озера з 50-х років минулого століття шляхом будівництва захисних дамб і регулюючих шлюзів перетворилися у водосховища з необхідним штучним водообміном, з дотриманням необхідного режиму спрацювання і наповнення їх протягом року. Будівництво цих споруд здійснювалося за проектами рибогосподарчих інститутів. Захисні дамби уздовж Дунаю будувалися також поступово, із щорічним їхнім нарощуванням. Єдиного проекту усього водопровідного тракту, що з'єднує Придунайські озера з Дунаєм, тоді не було.

Підвідні канали-ковші, що з'єднують Дунай зі шлюзами, виникли стихійно, шляхом розчищення підвідної частини і переміщення ґрунту в кавальєри. Таким чином, через відсутність комплексного вирішення проблеми водопровідного тракту всі підвідні канали виявилися розташованими перпендикулярно до основного потоку річки. Водопровідний тракт складається з підвідного каналу-ковша, який з'єднує Дунай зі спорудою-шлюзом, що перегороджує, транспортувального каналу – від шлюзу до гирла, тобто виходу каналу в озеро, і гирлової частини каналу.

Розміщення в плані підвідних і транспортувальних каналів і споруд-шлюзів намічено було в ті роки, виходячи з міркувань найбільш раціонального способу провадження робіт, з погляду зменшення вартості будівництва.

Протягом усього періоду експлуатації цих споруд спостерігається занесення підвідних каналів-ковшів, меншою мірою занесення транспортувальних каналів і утворення в гирловій частині транспортувальних каналів значних розмірів барів. Протягом усього періоду експлуатації споруд і каналів витрачаються порівняно великі кошти на очищення від наносів споруд і каналів. При зміні в останнє десятиріччя вартості енергоносіїв виникає необхідність більш поглибленого розгляду природи явищ занесення і зведення до мінімуму шляхом нескладної реконструкції замулення водопровідного тракту. Детальне вивчення можливості фізичного моделювання на прикладі вхідної частини в канал Дунай – Сасик

показало малу (нижче 45%) вірогідність отриманих результатів. У розглянутих умовах, коли величини ширини річки в плані і за глибиною дуже значні, а підвідний і транспортувальний канали порівняно малі, неможливо домогтися фізичної подібності моделі і натури й одержати достовірний коефіцієнт подібності.

Більш близьким до розв'язання поставлених завдань є метод математичного моделювання. Він базується на однаковій формі рівнянь, що описують різні за своєю природою явища. При математичному моделюванні є можливість враховувати різноманіття природних факторів, тобто цей метод досить гнучкий і точний.

Але він може бути, природно, застосований при проектуванні нових подібних споруд. Коли всі споруди вже побудовані і давно функціонують, такого підходу недостатньо.

Виходячи з висловлених розумінь, запропоновані для розв'язання зазначених проблем методи аналітичних досліджень, які включають імовірно-статистичні підходи, що застосовуються при аналізі процесів з безупинно змінною обстановкою. За допомогою пропонованої методології вирішений ряд важливих проблем боротьби з наносами в умовах існуючих споруд і запропоновані недорогі заходи.

У процесі досліджень описані фізико-географічні і кліматичні умови нижньої течії Дунаю, вивчений гідрологічний режим Дунаю і Придунайських озер-водосховищ. Здійснено детальний аналіз ефективності роботи Придунайських каналів і аналіз їх замулення, розглянута розрахункова і фактична пропускна здатність водопровідних трактів Придунайських озер-водосховищ, проведені теоретичні дослідження коефіцієнтів витрати і швидкості руху води.

Аналітичні дослідження включають розгляд моделі внутрішньої динамічної структури потоку, модель структурного механізму турбулентного потоку, зважувальну здатність потоку. Дослідження режиму взаємодії між річкою і підвідним каналом включають режим і динаміку водообміну в підвідних каналах,

зусилля, що розвиваються при змішуванні мас потоку, гідравлічний режим і режим наносів підвідних і транспортувальних каналів, розгляд питань керування гідравлічним режимом в середині підвідного каналу-ковша.

При розгляді особливостей замулення підвідних і транспортувальних каналів досліджені питання складу завислих наносів річок у порівнянні з Дунаєм, теоретичні передумови зміни мутності по довжині транзитного струменя і виконаний аналіз досліджень динаміки наносів у транспортувальному каналі. Побудовано модель занесення водопропускного каналу і розрахунок параметрів пастки, а також запропонована методика і зроблений для прикладу розрахунок габаритів з'єднання каналу з водно-болотними угіддями для зменшення виносу завислих наносів в озеро і зменшення замулення в баровій частині.

Запропонована і перевірена в лабораторних умовах гіпотеза про зростання в кілька разів швидкості осідання наносів при збільшенні мінералізації води. Запропоновано типові рішення і методику розрахунку для поліпшення режиму глибин на ділянках сполучення каналів з річкою, зміни кута входу, запропоновані емпіричні формули для визначення довжини зрізу низового борта і кута до низового борта.

У цій роботі використані матеріали і праці найвидатніших учених Росії й України: В.Я.Альтберг, А.Я.Миловича, М.М.Гришина, В.М.Маккавєєва, Н.Г.Малишевського, А.С.Офіцерова, М.В.Потапова, Б.А.Пишкіна, П.Н.Бєлоконя, А.С.Образовського.

У результаті виконаних досліджень визначилися основні вимоги до підвідного каналу-ковша, задоволення яких зводиться до цілком визначених розмірів акваторії підвідного каналу-ковша, тобто до його ширини і довжини.

Визначення розмірів поперечних перерізів і довжини підвідного каналу-ковша здійснюється з урахуванням основного призначення каналу, його типу й особливостей гідрологічного і гідравлічного режиму річки.

1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНИЙ ОПИС І КЛІМАТИЧНА ХАРАКТЕРИСТИКА ДОСЛІДЖУВАНОЇ ДІЛЯНКИ

1.1 Опис досліджуваної ділянки

Розглянуті в даній роботі Придунайські озера розташовані на правобережній заплаві на початку Дунаю (від Рені до Ізмаїльського Чатала), а потім на правобережній заплаві Кілійського рукава дельти Дунаю.

До цих озер відносять: Кагул, Ялпуг з Кугурлуєм, Катлабух і Китай. З півночі правобережна заплава обмежена Буджацьким плато. Поверхневий стік з плато надходить в озера тільки в період сильних дощів по балках і ярах, а також по малих річках (В. Катлабух, М. Катлабух і Китай), що улітку пересихають. Загальний об'єм стоку, що надходить з півночі, складає менш 0.1% від об'єму річного стоку річки Дунай. Живлення ґрунтовими водами наявне, однак у водному балансі озер посідає мізерно мале місце.

Досліджувані озера іноді називають лиманами, що підкреслює їх походження, зумовлене зміною відмітки рівня Чорного моря. На різних стадіях розвитку дельти вони були невеликими бухтами в морській затоці, потім лиманами зі змішаним (річковим і морським) режимом, і, нарешті, річковими лиманами. В даний час кожне з них відділене від річки досить широкою смугою заболоченої суші, тому лиманами вони не є.

Водообмін цих озер з Дунаєм, на частку якого припадає основна частка їхнього водного балансу, здійснюється через штучні канали і природні протоки. Цей водообмін необхідний для забезпечення рибництва і зрошення. Причому продуктивність озер і якість води в озерах-водосховищах дуже залежать від інтенсивності водообміну – чим менший водообмін, тим менша їхня продуктивність і тем нижча якість води.

Озеро Ялпуг має площу близько 150 кв. км (при відмітці води 2.6 м Б.С.). Довжина озера складає 39 км, а ширина змінюється від 1 км до 5 км, середня

глибина порядку 2 м.

Береги озера високі і круті зі зниженнями в місцях впадання в озеро балок і ярів. Природним продовженням озера є заплавне озеро Кугурлуй.

Озера розділяє піщана коса довжиною близько 4 км з вузькою горловиною-протокою у її середній частині.

Площа озера Кугурлуй (при відмітці води плюс 2.6 м Б.С.) близько 80 кв. км, середня ширина 6.3 км (найбільша – 10 км), переважаюча глибина від 0.6 м до 0.8 м, максимальна близько 1.5 м. Береги низькі, зарослі очеретом і рогозом. Рослинність наступає на озеро, тому без втручання людини воно поступово перетворилося б у плавні. З Дунаєм озеро з'єднується протоками Репіда і Скунда.

Озеро Катлабух – площа близько 68 кв. км, середня ширина озера складає 2 км, максимальна – 6 км. Береги озера круті.

Річки Великий і Малий Катлабух, що впадають в озеро, маловодні і влітку пересихають. З Кілійським рукавом озеро з'єднується за допомогою штучних каналів.

Озеро Китай складається з північної і південної частин, з'єднаних короткою протокою (гирлом) шириною близько 600 м.

Площа озера близько 60 кв. км, довжина – 24 км. Глибина (переважна) у північній частині складає 2 м, у південній коливається від 1 м до 5 м.

Береги порівняно високі, але не стрімчасті. Рослинність уздовж берегів практично відсутня. В озеро впадають невеликі річки: Аліяга, Киргут і Китай, що уже на початку літа пересихають.

З Кілійським рукавом дельти Дунаю озеро з'єднується каналом Кофа, що перетинає перегороджений у районі м. Кілія рукав Степовий.

Нижче наведена коротка гідрогеологічна характеристика розглянутої ділянки лівобережжя Дунаю і Кілійського рукава дельти.

У лівобережному районі дельти Дунаю виділяються води еолово-делювіальних (лесової товщі), алювіально-делювіальних, піщано-черепашкових, понтичних і алювіальних відкладень.

Води еолово-делювіальних відкладень у смузі корінного берега між селищами Шевченкове і Десантне як водоупор мають червоно-бурі глини.

Сезонні коливання рівня ґрунтових вод досягають 1.5 м. Мінералізація вод коливається від 2 до 25%. При цьому з наближенням до плавнів мінералізація лесової товщі різко збільшується.

Води алювіально-делювіальних відкладень зустрічаються на дні балок у суглинках з прошарками супісків, щебеню і пісків.

Необхідно відзначити, що в одному з ярів, що впадають в озеро Ялпуг на висоті більше 20 м над сучасним рівнем моря в с. Гераклея виявлені раковини морського походження, що вказує на те, що ця територія знаходилася під рівнем моря.

Виявлено морські відкладення, що можуть бути віднесені до початку, середини і кінця четвертинного періоду, що відповідає Давньоевксинському, Карангатському і Новоевксинському горизонтам.

Глибини залягання вод алювіально-делювіального водоносного горизонту коливаються від 0.5 м до 1.6 м. Водоупором служать щільні суглинки і глини. Живлення відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і припливу з боку плато. Мінералізація цих вод висока (більше 4%).

Водоносний горизонт понтичних відкладень приурочений до шарів понтичних вапняків і пісків, прошарованих глинами. У балках і долинах глибина водоносних горизонтів від 5 м до 15 м. Мінералізація коливається від 2% до 4 % .

Води алювіальних відкладень широко розповсюджені на території плавнів, водоупор – глини і суглинки. Живлення відбувається за рахунок інфільтрації паводкових вод. Відтік відбувається при спаді рівня води в річці.

Звільнення ґрунтів від солей, що накопичилися унаслідок випаровування і транспірації, відбувається за рахунок промивання поверхні ґрунту при паводках і виносу ґрунтовими водами в меженний період, коли річка ці води дренує.

Найбільш характерним районом вільного водообміну була заплавна тераса між містами Рені й Ізмаїл. В даний час ця заплавна тераса відділена від річки дамбами і водообмін між озерами, розташованими на цій терасі, і річкою

здійснюється по штучних і природних водотоках, перегороджених керованими затворами.

У зоні утрудненого водообміну при наявності добре водопроникних ґрунтів поверхнєве промивання уповільнене чи зовсім відсутнє.

Ділянки ускладненого водообміну незначно перевищують меженний рівень річки. В умовах слабкого водообміну ґрунтові води витрачаються в основному на випаровування і транспірацію. До цього району відносяться Некрасівські, Кислицькі і Маяцькі плавні, розташовані на схід від Ізмаїла.

Зона, де водообмін практично відсутній, характеризується мулистими супіщано-суглинними породами, що підстиляються суглинками і глинами. Денна поверхня безстічна. До цієї зони відносять ділянки котлованного типу, притулені до корінного берега, із застійними озерами і болотами, розташованими на відносно низьких відмітках.

У лівобережній дельті до районів, де водообмін між ґрунтовими водами і річкою практично відсутній, відносять Східно-Вилківські, Східно-Кілійські і Стенсівсько-Жебринські плавні.

Хімічний склад ґрунтових вод можна коротко охарактеризувати в такий спосіб:

Води еолово-делювіальні - Хлоридно-сульфатно-натрієво-кальцієві, чи
(лесової товщі) хлоридно-сульфатно-натрієві.

Води алювіальні - Хлоридно-магнієво-натрієво-кальцієві... чи
хлоридно-натрієві.

Піщано-черепашкового - Гідрокарбонатно-хлоридно-кальцієві,
пересипу гідророкарбонат.- хлоридно-кальцієво- натрієві
хлоридно-натрієві

Понтичних відкладень - Сульфатно- хлоридні,
Натрієво-луго-земельні

Алювіальних відкладень - Гідрокарбонатно-кальцієво-магнієві.

Гідрокарбонатно-сульфатно-кальцієво-натрієві й
ін.

1.2 Клімат і метеорологічний режим

1.2.1 Клімат

Розглянута ділянка Дунаю характеризується помірно-континентальним кліматом з короткою зимою і тривалим жарким літом. Пом'якшуючий вплив на клімат чинить Чорне море і великі заплавні озера. Вони підвищують вологість і вирівнюють температурні контрасти, створюючи мікрокліматичні особливості дельти.

У холодну пору року (грудень-лютий) дельта знаходиться переважно під впливом азіатського й азорського антициклонів. При переважному впливі азіатського максимуму в дельті панує континентальне полярне повітря, що надходить з північного сходу і сходу, починаються морози. При переважному впливі азорського максимуму в дельті панує морське полярне повітря, що надходить з заходу і південного заходу, приносячи теплу погоду й опади.

У теплу пору року циркуляція атмосфери визначається розвитком азорського максимуму і пов'язаним з ним західним переносом морського полярного повітря, що, проходячи над Західною Європою, поступово утрачає вологу, прогрівається й у дельту приходить континентальним полярним, викликаючи суху, теплу і малохмарну погоду. Навесні, влітку і восени порівняно часто в дельту надходять маси континентального, сухого, сильно прогрітого тропічного повітря, що викликає посуху і суховії. Морське тропічне повітря надходить у дельту дуже рідко, його прихід супроводжується грозовими дощами.

Зима починається приблизно з другої половини грудня і триває до другої половини лютого, погодні умови зими дуже мінливі, часті тумани (16-24 дні за сезон). Кількість опадів невелика, випадають вони у вигляді дощу і снігу. Сніговий покрив буває малопотужним і мінливим. Переважають вітри північної чверті, що часто підсилюються до штормових.

Весна (березень, квітень) суха, прохолодна, погодні умови мінливі. Добова амплітуда температури повітря коливається від 6°C до 21°C. Опадів випадає мало, в основному у вигляді мряки, середня кількість днів з опадами за сезон 16-20.

Літо спекотне і сухе, починається в травні і закінчується у вересні. Улітку випадає більша частина річної суми опадів, в основному у вигляді нечастих і короткочасних злив.

Осінь триває з жовтня до другої половини грудня. Збільшується повторюваність штормових вітрів. Кількість днів із туманами зростає за сезон до 8-11. Опади випадають у вигляді обложних дощів і мряки, кількість днів з опадами за сезон складає в середньому близько 16-23. Сніг випадає рідко і швидко тоне, часто випадання снігу затримується до грудня.

Випаровування з водної поверхні за теплий період складає 840 мм.

Випаровування з суші від року до року змінюється незначно й у середньому складає 450 мм.

1.2.2 Метеорологічний режим

1.2.2.1 Опади

Протягом року опади випадають нерівномірно. Середня багаторічна сума опадів за рік за даними спостережень ГМО Ізмаїл за період спостережень 1921-58, 1966-2000 р. склала 480 мм, найбільша – не перевищує 600 мм.

Максимальна середньомісячна сума опадів спостерігається в червні – 58 мм. У той же час у липні можливі тривалі посухи. Основна маса опадів випадає в теплий час року (від 63 до 71% річної суми), переважно у вигляді злив.

Добовий максимум опадів спостерігався 27.04.97 р. і склав 98.4 мм (у Болграді - 115 мм).

Для холодного періоду характерні опади-мряки. У листопаді випадає переважно сніг, що швидко тоне. Сніговий покрив утворюється наприкінці грудня – початку січня і відрізняється нестійкістю. Бувають роки, коли сніговий покрив відсутній. Середня тривалість періоду із сніговим покривом близько 25-30 днів, в окремі зими сніг зберігається 2.0-2.5 місяці.

Середня дата появи снігового покриву – 20 грудня, найбільш рання – 4

листопада, найбільш пізня – 9 лютого. Висота снігового покриву звичайно невелика – від 2 см до 6 см.

Приблизно один раз за 10 років спостерігаються зими з рясними снігопадами. Так, узимку 1953 - 54 р. висота снігових заметів в Ізмаїлі досягала 3.5 м, а на відкритій місцевості від 0.6 м до 1.0 м.

1.2.2.2 Вітровий режим

Протягом року в дельті переважають вітри північних і південних румбів.

Вітровий режим району Ізмаїла описаний на підставі статистично оброблених даних спостережень над вітром за період 1962-66, 68-77, 79-86 р.р.

В році переважають вітри північного (14.72% випадків), північно-східного (10.92%) і південного (11.49%) напрямків. Вітер із швидкістю більше 15 м/с зафіксований у 0.40% від загального числа випадків, з них П напрямку - 0.17 %, ПС і ПЗ - 0.16 %. Повторюваність штилів складає 18.84 % випадків.

Взимку відзначається перевага вітрів північної чверті, П-17.34 %, ПС-13.45% і ПЗ-14.42% випадків. Частка сильних вітрів (> 15 м/с) складає 0.90% випадків. Штилі відзначені в 16.21 % випадків.

Весною на фоні переваги З (14.12%) і ПС (12.61%) збільшується повторюваність ПС (13.25%) і П (14.11%) вітрів. Зменшується повторюваність сильних вітрів до 0.34 %. Частка штилів незначно зменшується (13.96%).

Влітку переважають вітри ПЗ (14.88%), З (13.49%) і П (12.04% випадків) напрямків. Сильні вітри (> 15м/с) складають усього 0.1% від загальної кількості випадків. Збільшується частка слабких вітрів до 48.26%. Повторюваність штилів продовжує зростати (21.40% випадків).

Восени зростає частка З вітру (13.94% випадків) у той час, як частка ПЗ зменшується (10.66% випадків). Трохи зростає повторюваність сильних вітрів і складає 0.30% випадків. Повторюваність штилів восени найбільша із сезонів – 23.78% випадків.

Вітри зі швидкістю більше 18 м/с спостерігаються рідко, а зі швидкістю 22 м/с відзначаються 1 раз за 5 років. Так, 12 травня 1951 р. в Ізмаїлі спостерігався вітер західного напрямку зі швидкістю 28 м/с.

2 ГІДРОЛОГІЧНИЙ РЕЖИМ

2.1 Гідрологічна вивченість р. Дунай і озер Кагул, Картал, Кугурлуй і Ялпуг

Дунайською Гідрометобсерваторією (ДГМО) в даний період проводяться спостереження на р. Дунай на водпостах (в/п) Рені й Ізмаїл, на озері Кагул на в/п Нагірне і озері Ялпуг на в/п Коса (табл. 2.1)

Таблиця 2.1 - Гідрологічна вивченість р.Дунай і озер в районі дослідження

№ п/п	Водний об'єкт	Назва водпоста	Відстань від гирла, км	Період дії	
				Відкрит	Закрит
1	Дунай	Рені	163	1934	діє
2	Дунай, Кілійське гирло	Ізмаїл	94	1921	діє
5	Кагул	Нагірне	-	1950 1965	1953 діє
6	Ялпуг-Кугурлуй	Болград	-	1950	1975
7	-//-	Коса	-	1951	діє
8	-//-	Нова Некрасівка	-	1951	1975

У 1985 році на каналах Вікета, Орловський, Скунда і в 1987 році на каналі Репіда було створено мережу створів (табл. 2.2), на яких проводяться спостереження за замуленням. За результатами промірів будуються поперечні профілі, а за результатами ехолотування по осі каналу поздовжні профілі. У додатку А наведені окремі фрагменти характерних перерізів підвідних каналів від річки Дунай до Придунайських озер-водосховищ з проектною і сучасною ситуацією.

Таблиця 2.2 - Гідрологічна вивченість і обсяг спостережень на каналах, що з'єднують озера Кагул, Картал, Кугурлуй і Ялпуг з р. Дунай

№ п/п	Назва каналу	З'єднує Дунай з озером	Рік заснування, в/п	Розташування в/п	Рік закладення мережі створів для спостережень за замуленням	Кількість створів			
						На підвідному каналі	На транспортному каналі	В баровій області	Загальна
1	Вікета	Кагул		80 м від шлюзу	1985	4	6	1(1987)	11
2	Орловський	Картал		на шлюзі	1985	1	4	-	5
3	Лузарса	Картал	-	-	1985	-	9	-	9
4	Зарзи	Картал	-	-	-				
5	Прорва	Картал	-	-	-	1	10		11
6	Табачелло	Картал с Кугурлуєм	-	-	-	-	-	-	-
7	Скунда	Кугурлуй	1973	на вході в оз. Кугурлуй	1985	2	4	3 (1987)	9
8	105 км	Кугурлуй	-	-	1985	2	2	3 (1987)	7
9	Репіда	Кугурлуй і Ялпуг	1997	с. Ларжанка	1987	2	17	3	22

По Придунайських озерах Кагул, Картал, Ялпуг-Кугурлуй і каналах, що з'єднують їх з Дунаєм, створена база даних, що включає наступну інформацію:

- характеристики каналів Вікета, Орловський-Лузарса, Прорва, Скунда, 105 км, Репіда, а також водорегулювальних споруд, розташованих на них;
- виміряні рівні води в Дунаї, в озерах Кагул, Ялпуг-Кугурлуй і в каналах Вікета, Орловський-Лузарса, Прорва, Скунда, 105 км і Репіда;
- рівні води 10, 25, 50 та 75 % забезпеченості в створі, розташованому на р.Дунай біля гирла каналу Вікета;
- швидкості і витрати води в каналах Вікета, Орловський-Лузарса, Прорва, Скунда, 105 км і Репіда;
- поздовжні профілі каналів Вікета, Орловський, Лузарса, Прорва, Скунда, 105 км, Репіда, Желявський, Степовий-Кофа, Дунай-Сасик (табл. 2.3);

- поперечні профілі каналів Вікета, Орловський, Лузарса, Прорва, Скунда, 105 км, Репіда (табл. 2.3);

- рівні води 10, 25, 50, 75% забезпеченості в створі, розташованому на р.Дунай біля гирла каналу Вікета (табл.2.4, рис.2.1).

Таблиця 2.3 - Зміст бази даних за профілями

№ п/п	Назва каналу	Поздовжні профілі		Поперечні профілі	
		рік вимірювання	Кількість профілів	рік вимірювання	кількість створів
1	2	3	4	5	6
1	Вікета	Проектний, 1997, 1999, 2001	4	Проектний 1997	9 9
2	Орловський-Лузарса	-//-	4	Проектний 1994 1997	14 10 4
3	Скунда	Проектний, 1992 1994, 1997, 1999, 2001	6	Проектний 1989 1990 1991 1992 1994 1997 1999 2001	4 2 2 2 2 2 5 2 2
4	Прорва	Проектний, 1997, 1999, 2001	4	1997	10
5	105 км	Проектний, 1992 1994, 1997, 1999, 2001	6	Проектний 1997 1999 2001	4 4 2 2
6	Репіда	Проектний, 1997 1999, 2001	4	1997, 1999, 2001	18 2 2
7	Желявський	- // -	4	1997 1999 2001	2 2 2
8	Степовий-Кофа	- // -	4		
9	Дунай-Сасик	- // -	4		
Загальна кількість профілей			40		119

Таблиця 2.4 – Рівні води 10, 25, 50, 75 % забезпеченості в створі, розташованому на р. Дунай біля гирла каналу Вікета

Місяць	Декада	Рівні заданої забезпеченості			
		10%	25%	50%	75%
січень	1	4.54	3.82	3.00	2.27
	2	4.45	3.8	3.05	2.33
	3	4.20	3.46	2.66	2.19
лютий	4	3.90	3.58	3.00	2.39
	5	4.92	4.17	3.56	2.67
	6	4.94	4.36	3.38	2.94
березень	7	4.68	4.07	3.3	2.67
	8	4.91	4.26	3.42	2.67
	9	4.91	4.38	3.25	2.73
квітень	10	5.24	4.71	4.09	3.38
	11	5.34	5.04	4.51	3.8
	12	5.38	4.95	4.48	4.05
травень	13	5.26	4.87	4.47	3.83
	14	5.04	4.76	4.36	3.68
	15	5.17	4.85	4.25	3.52
червень	16	5.25	4.68	3.77	3.13
	17	5.13	4.56	3.75	3.06
	18	4.77	4.27	3.66	3.03
липень	19	4.61	4.3	3.44	2.82
	20	4.51	4.08	3.19	2.39
	21	4.53	3.67	2.95	2.28
серпень	22	4.23	3.56	2.43	1.94
	23	4.08	3.22	2.38	1.87
	24	3.60	2.78	2.16	1.55
вересень	25	3.27	2.64	2.01	1.45
	26	3.11	2.68	2.18	1.52
	27	2.97	2.6	1.99	1.47
жовтень	28	2.90	2.43	1.91	1.46
	29	3.49	2.55	2.00	1.63
	30	3.46	2.71	1.89	1.54
листопад	31	3.72	2.48	1.98	1.58
	32	3.53	2.58	2.04	1.62
	33	3.77	3.07	2.26	1.76
грудень	34	4.36	3.44	2.7	2.08
	35	4.10	3.63	2.57	1.88
	36	4.32	3.66	2.66	2.02

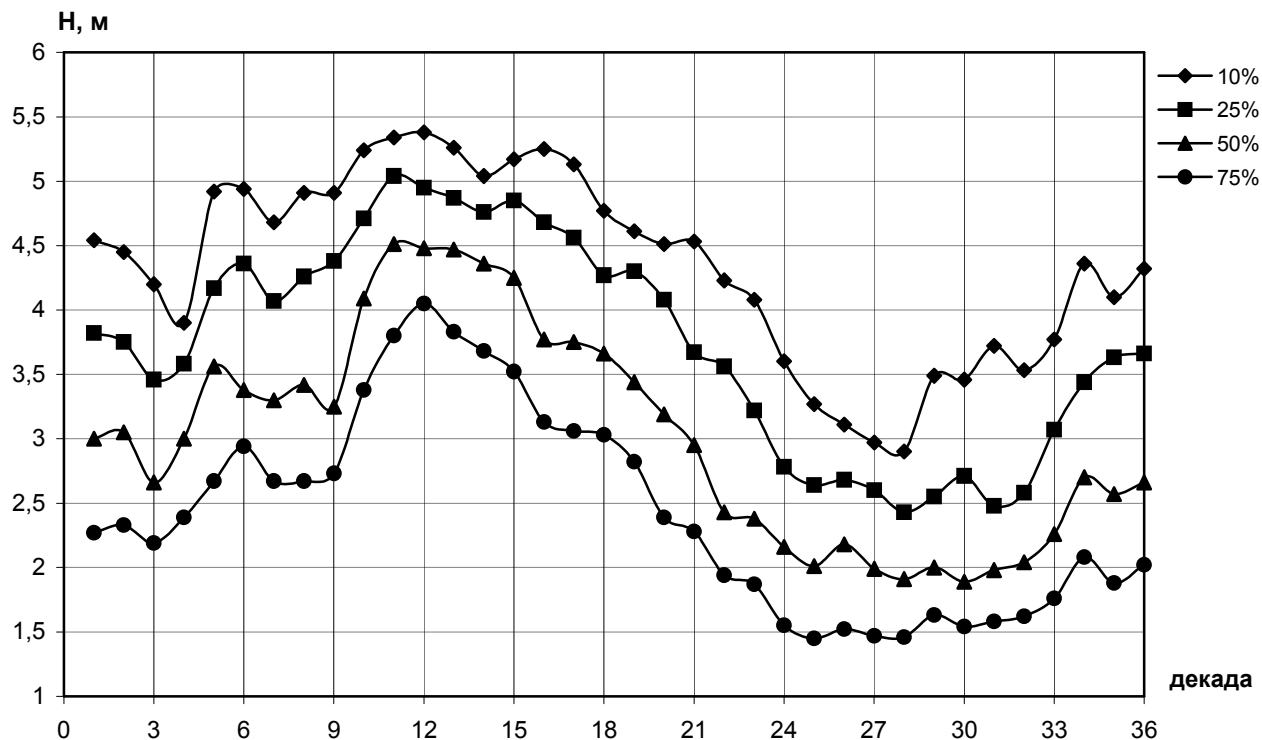


Рисунок 2.1 – Хронологічні криві 10, 25, 50, 75% забезпеченості рівня води на р. Дунай в створі, розташованому біля гирла каналу Вікета

2.2 Рівні

Щороку на ділянці річки Дунай від м. Рені і далі від витoku до гирла Кілійського рукава спостерігаються на мережі з дванадцяти водомірних постів Держкомгідромету України три характерних фази сезонних коливань рівня.

У зимовий період режим рівнів характеризується великою нестійкістю і залежить від погодних умов. У суворі зими в січні і лютому спостерігаються найбільш низькі рівні води. У теплі зими, без льодових явищ, у січні, лютому спостерігається проходження двох - трьох паводкових хвиль.

Весняне водопілля в дельті Дунаю починається в березні і триває до червня. У травні, червні на весняну хвилю водопілля накладаються літні паводкові хвилі,

унаслідок чого тривалість високих рівнів збільшується до чотирьох – п'яти місяців (з березня по серпень).

Весняне водопілля в дельті Дунаю складається з двох хвиль. Перша формується за рахунок танення снігу в рівнинній частині басейну, друга - за рахунок танення снігу в горах і дощів.

У дельті р. Дунай (м. Рені, м. Ізмаїл, м. Кілія) обидві ці хвилі зливаються і утворюють одну тривалу за часом хвилю водопілля.

Під час руху вниз за течією по рукавах дельти відбувається розпластування хвилі водопілля, пов'язане з виходом води на заплаву (с.Кислиця, с.Ліски, м. Вилкове), головним чином на території Румунії. Заплава лівобережної частини дельти Дунаю в межах України від м. Рені до м.Вилкове обвалована і практично не затоплюється вже більше 50 років.

В авандельті хвиля весняного водопілля на рукавах Кілійської дельти практично не спостерігається, тому що відбувається затоплення необвалованих заплавлених островів, а в окремі періоди переважає вплив моря у вигляді згінно-нагінних явищ.

У липні-серпні, рідше у вересні, на спаді рівнів води через зменшення стоку річки Дунай спостерігається літньо-осіння межень.

Найбільша інтенсивність зменшення рівнів на ділянці від вершини дельти Дунаю до вершини Кілійської дельти спостерігається в серпні.

У вересні-жовтні в дельті встановлюється нетривала осіння межень з найнижчими рівнями в році.

У другій половині жовтня і листопаді в результаті випадання рясних дощів на басейні до дельти Дунаю підходять осінні паводки.

В середині грудня на річці з'являються льодові явища (льодохід, льодостав), що супроводжуються підйомом рівнів.

Рівневий режим пригирлової ділянки Дунаю (від Рені до гирла) визначається наступними факторами:

- коливаннями рівня, пов'язаними зі зміною водного стоку Дунаю;
- згінно-нагінними коливаннями гирлового узмор'я;

- коливаннями рівня Чорного моря;
- акумулюючим впливом дельти;
- впливом людини.

Основні коливання рівня води р. Дунай пов'язані зі зміною водного стоку Дунаю протягом року і згінно-нагінних коливань, що виникають на гирловому узмор'ї і зумовлені дією вітру.

У річному ході рівня дельти Дунаю щороку настають наступні характерні фази сезонних коливань: зимовий мінімум, зимовий максимум, весняний мінімум, весняний максимум, весняно-літній максимум, літньо-осінній мінімум і осінній максимум.

Весняне водопілля на Дунаї звичайно складається з двох хвиль. Перша хвиля формується за рахунок танення снігу в рівнинній частині басейну, друга – за рахунок танення снігу в горах і дощів. У низов'ї обидві хвилі зливаються, утворюючи одну тривалу в часі хвилю водопілля. У 1941 році тривалість водопілля склала 216 днів.

Найвищі рівні водопілля настають у середньому 20-23 травня і стоять 2 - 4 дні. Мінімальні річні рівні спостерігаються в період з серпня по березень, але найчастіше в жовтні – листопаді.

Режим рівнів досліджуваної ділянки висвітлюється наступними рівнемірними постами – Рені, Ізмаїл, Кілія і Вилкове.

Коливання рівня біля п.Рені визначаються характером розподілу стоку протягом року. Амплітуда цих коливань перевищує 5.5 м.

Абсолютний максимум спостерігався в період весняного льодоходу 1942 р. і склав 5.83 м Б.С. Абсолютний мінімум – мінус 0.17м Б.С. – спостерігався в грудні 1953 р.

Згінно-нагінні коливання рівня в Рені практично не відчуються.

Амплітуда коливань рівня, зумовлена зміною стоку, у м. Ізмаїл перевищує 3.5 м, а згінно-нагінними явищами – всього 0.2-0.3 м. Абсолютний максимум рівнів спостерігався в червні 1897 р. і мав відмітку плюс 4.30 м Б.С., абсолютний мінімум – у грудні 1921 р. при відмітці мінус 0.53 м Б.С.

За даними спостережень за останні 15 років виділені три характерних за водністю роки, протягом яких спостерігалися наступні відмітки рівнів, зведені до «0» Балтійської системи, табл.2.7.

Таблиця 2.7 – Характерні за водністю роки

Водпост	Рені			Ізмаїл		
Рік	1990 (мало- водний)	1995 (середній)	1999 (багато- водний)	1990 (мало- водний)	1995 (середній)	1999 (багато- водний)
Середня річна	153	276	341	74	152	198
Найбільша	287	446	533	164	262	330
Найнижча	23	103	144	-8	41	61

Гістограми повторюваності середньодобових рівнів і річних максимумів, побудовані за багаторічні періоди спостережень на в/п Рені й Ізмаїл наводяться на рис. 2.2-2.5

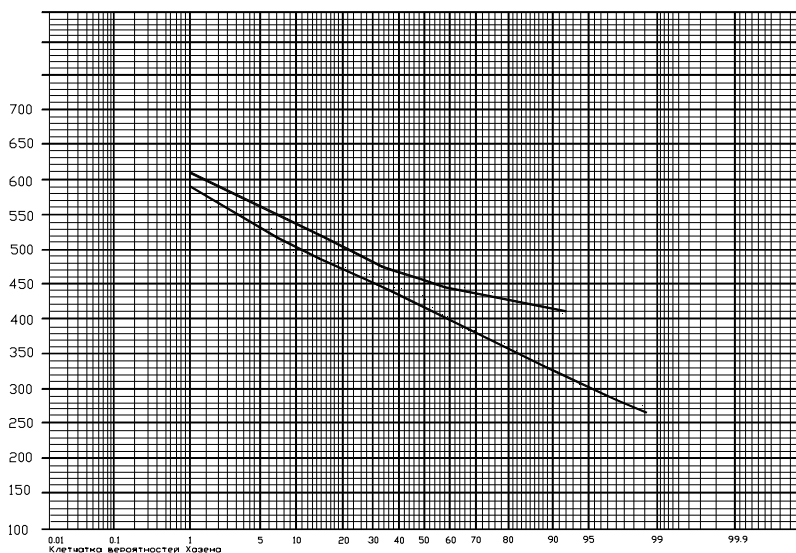


Рисунок 2.2 - Крива забезпеченості перевищень річних максимумів рівнів Дунаю в Ізмаїлі за даними спостережень в 1921–1982 рр

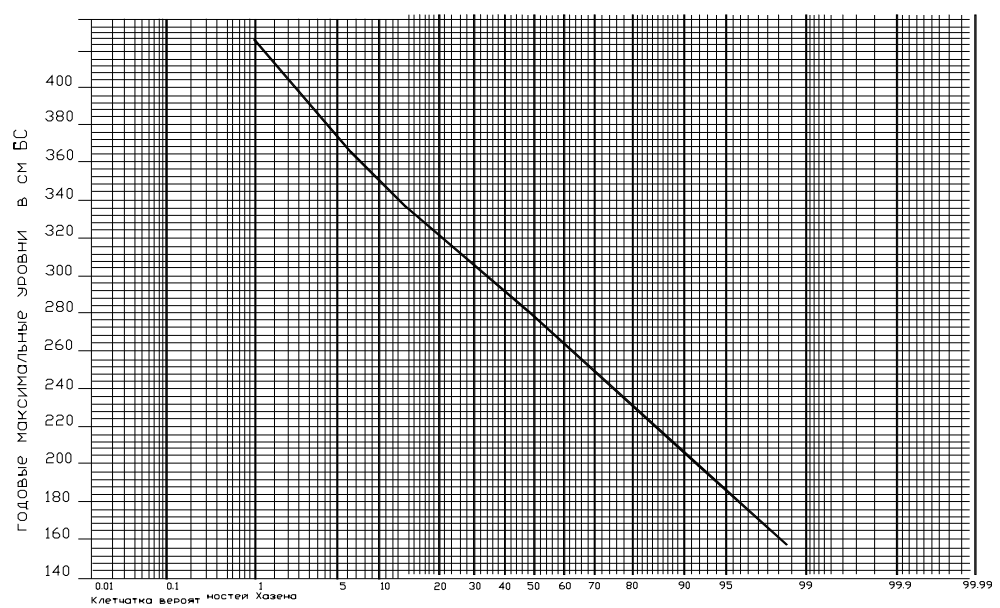


Рисунок 2.3 - Криві забезпеченості річних максимумів рівнів за даними спостережень в/п Рені за періоди 1921-1982 рр (нижня крива) і 1972-1982 рр (верхня крива)

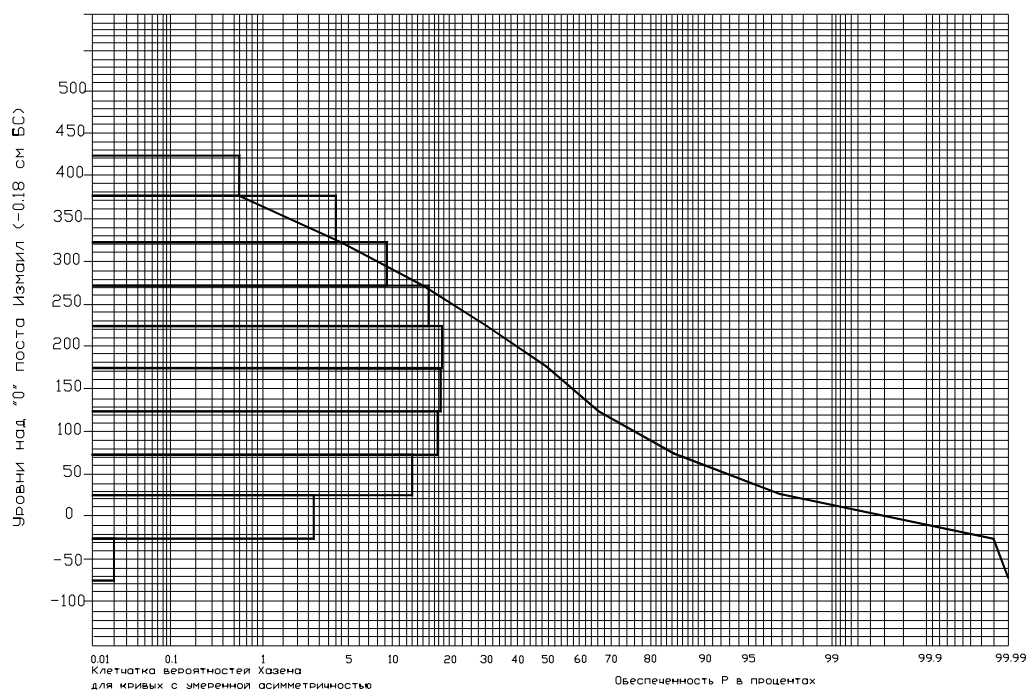


Рисунок 2.4 - Гістограма повторюваності і крива забезпеченості середньодобових рівнів за даними в/п Ізмаїл за 1921-1986 рр.

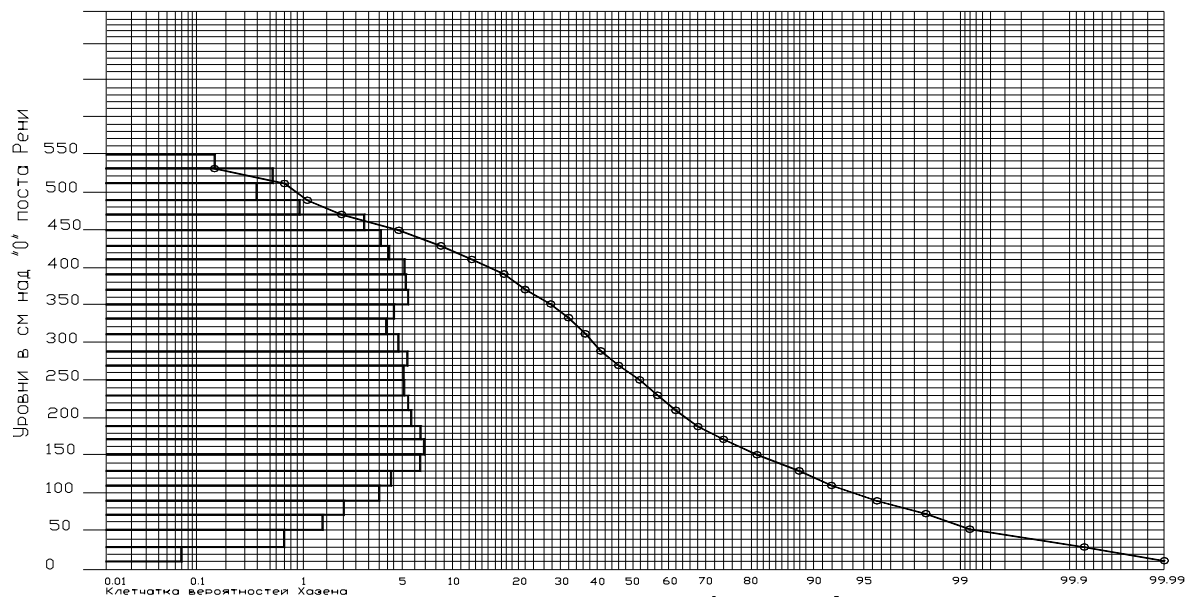


Рисунок 2.5 - Гістограма повторюваності і крива забезпеченості середньодобових рівнів за даними в/п Рені за 1972-1982 рр.

У таблиці 2.8 наводяться розрахункові максимальні рівні по в/п Рені (відмітки подані в см від «0» Балтійської системи).

Таблиця 2.8 – Розрахункові максимальні рівні по в/п Рені

Період спостережень	Забезпеченість максимальних рівнів, %		
	1	2	10
1921-2000 рр.	613	583	528

У таблиці 2.9 наведені розрахункові максимальні рівні по в/п Ізмаїл (відмітки подані в см від «0» Балтійської системи).

Таблиця 2.9 – Розрахункові максимальні рівні по в/п Ізмаїл

Період спостережень	Забезпеченість максимальних рівнів, %		
	1	2	10
1921 – 2000 рр.	430	404	350

Середній річний рівень за спостереженнями на в/п Рені за період 1986-2000 рр. склав 222 см від «0» поста Рені або 258 см в Балтійській системі висот.

Максимальний спостережений рівень за цей період склав 512 см від «0» поста Рені або 548 см від «0» Балтики і спостерігався 21.04.88 р.

Максимальний спостережений рівень біля Ізмаїла за період 1986-2000 р.р. склав 372 см від «0» поста Ізмаїл або 354 см від «0» Балтики і спостерігався 21.04.88р.

Таблиця 2.10 - Рівні й відмітки води р. Дунай і Кілійського рукава, забезпечені на Р=95, 97, 99 %.

Річка Дунай – пункт	Відмітка «0» поста	Р – забезпеченість, %			Період спосте- режень	Мінім. спост рівень, м Б.С.
		95	97	99		
м.Рені	0.23	$\frac{22}{0.45}$	$\frac{5}{0.28}$	$\frac{-10}{0.13}$	1921-1987	-0.43
Рукав Кілійський – м.Ізмаїл	-0.18	$\frac{25}{0.07}$	$\frac{17}{-0.01}$	$\frac{0}{-0.18}$	1921-1987	-0.53
Рукав Кілійський – м.Кілія	-0.33	$\frac{17}{-0.16}$	$\frac{10}{-0.23}$	$\frac{0}{-0.33}$	1929-1987	-0.61
Рукав Кілійський – м.Вилкове	-0.75	$\frac{33}{0.42}$	$\frac{28}{-0.47}$	$\frac{20}{-0.55}$	1921-1987	-0.97

Примітка. Чисельник – рівні води в см над «0» поста, знаменник – відмітки рівнів води в м Б.С.

На рисунку 2.6 показані суміщені графіки ходу рівнів води в річці й озерах Китай, Катлабух і Ялпуг за період з 1970 року по 1984 рік, а на рис.2.7 – суміщений графік ходу середньомісячних рівней р.Дунай-Скунда та експлуатаційних рівней о.Ялпуг-Кугурлуй за середній по водності та маловодні роки. У таблицях 2.11, 2.12 и 2.13 наведені середньодекадні рівні води озер-водосховищ за 1990, 1995 и 1999 роки, які, як видно з таблиці 2.7, є маловодним, середнім за водністю і багатоводним, відповідно.

Порівнювальний аналіз показує, що в 1990 році практично весь рік рівні в озерах були істотно вищі рівнів у річці. Швидкість «спрацювання» рівнів складала в середньому 5 см за декаду. Наприкінці року незважаючи на те, що рівень у Дунаї продовжував залишатися на відмітках нижчих за відмітки рівня води в озерах, відбувався підйом рівнів озер зі швидкістю від 3см до 5 см за декаду.

3 АНАЛІЗ ЕФЕКТИВНОСТІ РОБОТИ ПРИДУНАЙСЬКИХ КАНАЛІВ

3.1 Технічні характеристики Придунайських каналів

Канал Вікета

Канал являє собою природну звивисту протоку, якою вода надходить у водосховище Кагул. Канал поділяється шлюзом-регулятором на 2 частини: підвідну, з боку Дунаю довжиною 1.2 км і транспортувальну довжиною 2.1 км. За проектними даними ширина каналу по дну 10 м, по дзеркалу води 30 м. Проектна відмітка дна каналу – 0.2 м.

У зв'язку з великою довжиною і звивистістю підвідний канал піддається впливу замулення, особливо його вхідна частина. Існуючі відмітки дна підвідного каналу на 0.5-0.6 м вищі від проектних відміток дна. Об'єм замулення складає на підвідному каналі – 6.8 тис. м³.

На транспортувальному каналі відмітки дна близькі до проектних. Ближче до виходу каналу у водосховище відмітки дна поступово збільшуються. Тут відмітки транспортувального каналу вищі від проектних на 0.6-1.3 м. Об'єм заповнення на транспортувальному каналі 4.0 тис. м³.

Наприкінці каналу перед виходом у барову частину відмітки дна перевищують проектну відмітку на 1.5-2.0 м.

Природні відмітки дна водосховища Кагул у баровій частині у 400 м від гирла каналу складають близько 1.40 м. Наносна призма або пригирловий бар розповсюджений на ширину 550 м від гирла каналу і має несиметричну форму – крутий схил шириною 30 м до берега водосховища і пологіший шириною 340 м – у бік озера.

Гребінь бара має відмітку 2.00 м, піднімаючись над дном водосховища на 0.6 м. Загальний об'єм суми відкладень на ділянці від гирла до природної поверхні дна водосховища по ширині каналу складає 5800 м³ над дном водосховища.

Для нормальної роботи в існуючих умовах на пригирловому барі необхідно виконати днопоглиблювальні роботи в обсязі 5.8 тис м³.

Канал Скунда

Через канал йде наповнення водосховища Ялпуг-Кугурлуй. Згідно з проектними даними ширина каналу по дну 10-25 м, ширина по дзеркалу 30 м, відмітка дна 0.0 м. Довжина підвідної частини каналу – 150 м, транспортувальної – 1.4 км.

Промірами встановлено, що відкладення наносів спостерігаються на транспортувальному і підвідному каналах. На транспортувальному каналі відмітки на 0.1-0.15 м вищі від проектних відміток дна каналу, на підвідному каналі - на 0.15-0.2 м вищі від проектних. На транспортувальному каналі з віддаленням від шлюзу відмітки дна зростають у порівнянні з проектними на 0.5-1.0 м.

Об'єм замулення на транспортувальному каналі 12.0 тис. м³, у підвідному – 1.0 тис.м³.

У баровій частині каналу відмітки дна на 1.5 – 1.7 м вищі від проектних. Відмітка природного дна водосховища 1.10 м. Пригирловий бар має ширину 400 м, симетричний.

Гребінь розташований на відмітці 1.70 м, що вище дна озера на 0.6 м. Об'єм призми відкладень над дном водосховища 8000 м³. Канал за проектом заглиблений відносно відмітки дна водосховища на 1.1 м.

Канал 105 км

Канал служить для наповнення водосховища Ялпуг-Кугурлуй. Довжина підвідної частини 0.1 км і транспортувальної – 1.4 км. За проектом ширина каналу по дну 10 м, по дзеркалу – 25 м, відмітка дна (-0.30 м). Проектна відмітка дна каналу нижча від дна озера більш, ніж на 0.5 м.

Існуючі відмітки підвідного каналу на вхідній частині на 1.8-1.0 м вищі від проектних відміток дна каналу. Об'єм замулення склав 1.0 тис. м³.

Транспортувальний канал тече двома рукавами, розділеними між собою островом. Цей острів є наслідком чищення каналу екскаватором. Існуючі відмітки дна транспортувального каналу стали нижчими від проектних. Акумулятивна призма шириною 350 м асиметрична. Гребінь з відміткою 1.8 м віддалений на 220 м від гирла каналу і на 130 м від її озерного кінця. Підвищення гребеня над дном водосховища складає 0.60 м, відповідно об'єм заповнення в барі – 9800 м³.

Канал Репіда

Канал забезпечує скидання і наповнення водосховища Ялпуг-Кугурлуй. Канал проходить по природному руслу протоки довжиною 6.5 км. і штучному каналу довжиною 3.0 км, шириною 20-22 м по дну.

Проектна відмітка дна каналу занижена і при виході в озеро складає 0.5 м.

У межах природного русла каналу відкладення наносів не спостерігаються, у межах штучного русла є замулення. Існуючі відмітки 1.0-1.7 м вищі від відміток дна природного русла, що складає за об'ємом замулення 4.5 тис. м³.

Відмітка дна каналу в баровій частині на 0.5-0.9 м вища від відміток дна у водосховищі і на 1.3-1.4 м вища від існуючих відміток дна в каналі. Дно водосховища в районі впадання каналу має природну відмітку близько 1.00 м.

Об'єм замулення в баровій частині складає 12.0 тис м³.

Канал Желявський

Канал бере початок з Кислицького рукава річки Дунай і служить для наповнення водосховища Катлабук.

Канал складається з підвідної частини довжиною 150 м і транспортувальної довжиною 3200 м. За проектом ширина каналу по дну 25 м, по дзеркалу води 40 м, проектна відмітка дна каналу (-0.7 м).

Відмітка дна в підвідному каналі на 0.5-0.6 м вища від проектних відміток дна каналу, об'єм замулення в транспортувальному каналі складає 81.0 тис.м³.

У баровій частині на 1.7 м вище від проектної відмітки дна каналу, на 0.7 м вище від відміток дна озера.

Призма відкладень у баровій частині асиметрична з гребенем на відмітці 1.7 м на відстані 100 м від гирла каналу й на відстані 250 м від мористої частини водосховища. Об'єм призми над природним дном водосховища складає близько 14.4 тис. м³.

Канал Кофа-Степовий

Канал Степовий здійснює забір води з Кислицького рукава річки Дунай. Пройшовши по каналу через острів Степовий, вода потрапляє в аванкамеру, з якої по каналу Кофа подається у водосховище Китай. Канал через острів Степовий працює з ранньої весни до осені. Підвідна частина його 50 м, транспортувальна – 1.3 км. Ширина каналу за проектом 10 м, відмітка дна (-2.7) м. Довжина каналу Кофа 3.1 км, ширина по дну 16 м, відмітка дна 0.0 м.

Величина замулення в підвідному каналі складає 1.5 м, об'єм замулення 3.0 тис. м³. Замулення каналу спостерігається у вхідній частині перед шлюзом №1. Перевищення відміток у транспортувальному каналі 1.0 м над проектними, об'єм замулення 7.0 тис.м³.

Відмітки дна в каналі Кофа і баровій частині нижчі від проектних. На відстані до 300 м від гирла каналу наноси відсутні. Ймовірно це зумовлене нормальною проектною відміткою дна, що відповідає відміткам дна водосховища (0.00 м) і (-0.10 м) відповідно і накачуванням відносно проясненої води в канал.

Канал Дунай-Сасик

Канал бере початок із Соломонова рукава р. Дунай і складається з підвідного каналу довжиною 0.2 км і транспортувального довжиною 13.0 км. Ширина каналу по дну 75 м, відмітка дна каналу (-3.0) м.

На сьогодні спостерігається інтенсивне замулення підвідного і транспортувального каналів протягом 4 км.

Існуючі відмітки в підвідному каналі перевищують проектні на 2.0-2.5 м, об'єм замулення підвідного каналу склав 43 тис.м³.

Існуючі відмітки дна транспортувального каналу протягом 4 км складають 1.2-1.8 м вище від проектних відміток каналу. Об'єм замулення транспортувального каналу 650 тис. м³.

Існуючі відмітки в баровій частині на 1.4 вищі від проектної відмітки дна каналу. Природні відмітки дна водосховища складають біля (-2.00) м, акумулятивна призма досягає відмітки (-1.40) м. Об'єм призми відкладень складає по ширині траси каналу близько 35 тис. м³. Проектна відмітка дна каналу (-3.0) м також занижена відносно відмітки дна водосховища (-2.0) м.

Висновки:

На всіх пригирлових ділянках каналів є призма відкладень наносів, що піднімається над природним дном каналу. Винятком є канал Кофа.

Гребінь призми відкладень на каналах розташовується вище прийнятої відмітки РМО, перешкоджаючи розрахунковому скиданню води з водосховищ.

Проектні відмітки дна каналів нижчі від дна водосховищ. Замулення гирл і пригирлових ділянок каналів значно зменшує їхню пропускну здатність, створюючи ефект дамби на виході каналів у водосховище. Це у свою чергу призводить до концентрації наносів на пригирлових ділянках і збільшує обсяги необхідних розчищень і днопоглиблювальних робіт, тим самим збільшуючи експлуатаційні витрати.

Огляд складений на підставі топогеодезичних зйомок 1999 року і контрольних перевірочних зйомок у 2001 році.

У результаті повторної контрольної зйомки об'єм замулення за станом на жовтень 2001р. у порівнянні з 1999р. збільшився по каналу Вікета на 8%, Скунда 3%, «105 км» без змін, Репіда на 2%, Желявський на 2%, Кофа без змін, Сасик у середньому на 1%.

Вікета:

- ✓ Підвідний канал- $4000+320=4320$ куб. м
- ✓ Транспортувальний канал- $6800+476=7276$ куб.м
- ✓ Барова частина –5800 куб.м

Скунда:

- ✓ Підвідний канал- $1000+30=1030$ куб.м
- ✓ Транспортувальний канал- $12000+360=12360$ куб.м
- ✓ Барова частина –8000 куб.м

«105 км»

- ✓ Підвідний канал-1000 куб.м
- ✓ Барова частина –9800 куб.м

Репіда:

- ✓ У межах природного русла замулення не спостерігається;
- ✓ Об'єм замулення штучного русла – $4500+90=4590$ куб.м
- ✓ Барова частина –12000 куб.м

Желявський:

- ✓ Підвідний канал- $1500+30=1530$ куб.м
- ✓ Транспортувальний канал- $81000+1620=82620$ куб.м
- ✓ Барова частина –14400 куб.м

Кофа-Степовий:

- ✓ Підвідний канал-3000 куб. м
- ✓ Транспортувальний канал-7000 куб.м

Дунай-Сасик:

- ✓ Підвідний канал-43000 куб. м
- ✓ Транспортувальний канал- $650000+6500=656500$ куб.м

Громадський

Транспортувальний канал-35000 куб.м

Характеристики дунайських каналів представлені в таблицях 3.1, 3.2 і 3.3.

Таблиця 3.1 – Характеристики каналів

№ п/п	Назва	З'єднує Дунай з	Відст від гирла в км	Рік будів- ниц- тва	Під- відні час- тини кан.	Транс- порту- валь- ний	Зага- льна	По вер- ху	По дну	Про- ектна від- мітка дна	Від- мітка порога	Гідротехн. споруди на каналі
					Довжина, км			Ширина				
1	2	3	4	5	6			7		8	9	10
1	Вікета	Кагул	155	1962-63 1976	1.20	2.10	3.30	42	15	-0.2	-0.1	Шлюз регулятор відкритого типу
2	Орлов- ський	Картал	128.8	1959-60	0.28	1.50	1.78	25	10	-0.9	1.0	Шлюз регулятор відкритого типу
3	Лузар- са	Орлов- ський з Картал		1960-65		3.90	3.90	25	10	-0.9	1.0	
4	Зарзи	Орлов- ськ з Картал				2.40	2.40	24	10			
5	Прорва	Картал	136	1960-61	0.10	1.00	1.00	20	10	-0.7	1.1	Шлюз регулятор відкритого типу
6	Табачелло	Картал з Кугур- луй			0.5	13.8	14.3	23	10			Трубчатий переїзд
7	Скунда	Кугур- луй	125.2	1961-65	0.28	1.60	1.88	30	10- 25	0.0	0.1	Шлюз регулятор відкритого типу
8	105 км	Кугур- луй	105	1961-65	0.1	1.40	1.5	25	15	-0.3	-0.1	
9	Репіда	Ялпуг	97	1987-90	0.3	9.8	10.10	40- 50	20		-1.0	Риборозпл. трубчатий переїзд

Таблиця 3.2 - Характеристика транспортувальної частини Придунайських каналів.

№	Назва	Довжина, м	Кіл-ть створів	Ширина по дну, м			Відмітка дна, м				
				проект	факт	Рік	поріг	проект	мін.	макс	рік
1	Вікета	2100	6	10	12-15	1997	-0.1	-0.2	-0.1	1.75	1999
2	Орловський	1500	4	10	12-30	1994	1.0	0.9	1.50	2.00	2001
3	Лузарса	3900	9	10 - 25	18-50	1994	1.0	0.9	1.2	1.85	2001
5	Прорва	900	10	-	6-15	1997	1.1	-0.7	-0.1	0.90	2001
7	Скунда	1600	4	10 -25	20-24	1997	0.1	0.0	1.2	0.23	2001
8	105 км	1400	2	10	12-14	1997	-0.1	-0.3	-1.2	1.65	2001
9	Репіда	9800	17	-	16-35	1997	-1.0	-	0.75	-1.10	2001

Таблиця 3.3 - Характеристика підвідної частини Придунайських каналів

№	Назва	Довжи- на, м	Кіл-ть створів	Ширина по дну, м			Відмітка дна, м			Кут відводу град.
				про- ект	факт	рік	про- ект	поздовжній профіль		
								мін.	макс.	
1	Вікета	1200	4	10	12-20	1997	-0.2	0.47	1.25	120
2	Орловський	280	1	10	10	1994	0.9			88
5	Прорва	100	1		9	1997	-0.7	0.28	0.7	
7	Скунда	280	2	10- 14.5	16-19	2001	0.0	0.5	0.75	70
8	105 км	100	2	10	23	2001	-0.3	0.75	1.7	87
9	Репіда	300	2	-	12-15		-	-0.42	-0.25	87

3.2 Розрахункова пропускна здатність каналів

Наприкінці 50-х років з метою регулювання водообміну озер Кагул, Картал, Ялпуг-Кугурлуй з річкою Дунай для каналів були запроєктовані водопропускні споруди – шлюзи-регулятори відкритого типу з переїздом.

Таблиця.3.4 - Загальна характеристика шлюзів-регуляторів на Придунайських каналах

№ п/п	Місце розташування каналу	Рік будівництва	Основні розміри шлюзу					Відмітка порогу, м	Проектна пропускна здатність, м ³ /с
			Довжина, м	Ширина, по верху, м	Кількість затворів	Ширина затвору, м	Висота затвору, м		
1	Вікета	1964	10.6	4.5	4	2.5	2.7	-0.1	50
2	Орловський	1964	10.6	4.5	4	2.5	3.8	1.0	30
3	Лузарса	1964	10.6	4.5	4	2.5	4.6	1.0	30
4	Прорва	1963	10.6	4.5	4	2.5	2.4	1.1	45
5	Скунда	1964	10.6	4.1	4	2.5	3.9	0.1	63
6	105 км	1964	10.6	4.2	4	2.5	3.75	-0.1	45
7	Репіда		18.0	12.0	6	2.5	2.5	-1.0	50

Розрахунок витрати при витіканні через водозлив з широким порогом

Як було сказано вище, водопропускні споруди представлені шлюзами-регуляторами відкритого типу. Згідно з отриманими даними найчастіше на шлюзах затвори відкриті цілком, тому можна говорити про витікання через прямокутний водозлив з широким порогом.

Водозлив з широким порогом вважається підтопленим (затопленим) [1, 2], якщо висота підтоплення

$$h_n > H_o n, \quad (3.1)$$

де n – критерій підтоплення лежить у межах

$$0.75 \leq n \leq (0.83 \div 0.87) \quad (3.2)$$

$H_o = H + v_o^2 / 2g$ - повний напір. При площі живого перерізу потоку на підході до водозливу

$$\Omega_B = 4bH \quad (3.3)$$

швидкістю підходу v_o можна зневажити, тоді $H_o = H$ [1, 2].

Проведений аналіз показав, що гідротехнічні споруди на каналах працюють як у підтопленому, так і непідтопленому режимах.

Незатоплений водозлив з широким порогом може бути розрахований за формулою

$$Q = mbH_o \sqrt{2gH_o} = mb\sqrt{2g}H_o^{2/3}, \quad (3.4)$$

де b – ширина водозливу;

m – коефіцієнт витрати водозливу залежить від відношення C_e/H (C_e – висота порогу з боку верхнього б'єфа) і b/B_o (B_o – ширина верхнього б'єфа), тобто від ступеня стиснення потоку, що надходить у водозливний отвір, а також від обрису вхідного горизонтального ребра водозливу. При відсутності бічного стиснення і при не округленому вхідному горизонтальному ребрі водозливу коефіцієнт m звичайно рекомендується від 0.320 до 0.385 (табл.3.5) [1].

Таблиця 3.5 - Коефіцієнт витрати m для водозливу з широким порогом без бічного стиснення ($b=B_0$) у випадку не округленого вхідного горизонтального ребра

$\eta=C_b/H$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.0	4.0	8.0	∞
M	0.385	0.366	0.356	0.350	0.345	0.342	0.333	0.327	0.324	0.320

З урахуванням залежності (3.3) одержимо

$$Q = mb\sqrt{2gH}^{2/3}, \quad (3.5)$$

при цьому похибка у розрахунку величини Q , що утворюється через зневажання швидкістю підходу (v_0) не перевищує $\sim 2\%$ [1].

Якщо водозлив із широким порогом затоплений, то з урахуванням перепаду відновлена витрата розраховується за формулою

$$Q = \varphi_n b h_1 \sqrt{2g(H_o - h_1)}, \quad (3.6)$$

де φ_n – коефіцієнт швидкості підтопленого водозливу, що залежить від величини ε_m [1]

Таблиця 3.6 - Значення коефіцієнта витрати в залежності від величини ε_m [1]

ε_m	0.30	0.32	0.34	0.36	0.38
φ	0.77	0.84	0.90	0.96	0.99

у формулі (3.6) h_l – глибина води на порозі водозливу

$$h_l = h_n - Z_{\text{вс}},$$

де $Z_{\text{вс}}$ – перепад відновлення

$$Z_{\text{вс}} = \zeta_{\text{вс}} h_k,$$

при цьому h_k – критична глибина

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

де $\zeta_{\text{вс}}$ – відносний перепад відновлення, що визначається за графіком, запропонованим Р.Р. Чугаєвим у залежності від величини

$$\xi_n = h_n / h_k$$

$$v = h_n b / (h_n B_o)$$

У першому наближенні перепадом відновлення можна зневажити, тоді формула (3.6) може бути записана у вигляді

$$Q = \varphi b h_n \sqrt{2g(H_o - h_n)}, \quad (3.7)$$

де φ – коефіцієнт швидкості, величина якого змінюється від 0.85 до 0.92 [1].

При цьому формула (3.6) відрізняється від формули (3.7) тільки уточненням коефіцієнта швидкості φ_n .

3.3 Фактична пропускна здатність каналів і її зіставлення з розрахунковою

Для визначення витрат води в каналах здійснюються вимірювання рівнів, глибин і швидкостей течії в гідрометричних створах. Кожен створ обладнаний водомірною рейкою. Рівні вимірюються до і після закінчення усіх вимірювань. Відстані від промірних і швидкісних вертикалей до постійного початку закріплені марками на тросі, перетягнутому через канал. Швидкісні вертикалі розташовуються з урахуванням форми живого перерізу потоку і нумеруються. Вимірювання швидкості потоку в каналі здійснюється в створі вертушкою ГР-989 зі штанги або за допомогою ІСТ-1.

Для аналізу пропускної здатності Придунайських каналів були використані фактичні матеріали вимірювань, зроблених у 1985-1988, 1993, 1995-2001 роки. Кількість обмірюваних витрат води в каналах у період наповнення за увесь час спостережень змінюється від 7 до 33, за один рік – від 1 до 25 (табл. 3.7), а в період спрацювання за увесь час спостережень – від 1 до 38, за один рік від 1 до 13 (табл. 3.8). На каналах Вікета і Прорва спостереження за витратою води в період спрацювання не проводилися.

Таблиця 3.7 - Відомості про обсяги даних витрат води на Придунайських каналах в період наповнення

Назва каналу	1986	1987	1988	1993	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	Разом
Вікета		2			4	1	4	2		1	19	33
Орловський			1			9	5				9	26
Лузарса											9	9
Прорва										2	25	27
Скунда	3	1			4	11	7	3		1		30
105 км	2		1		4					2		9
Репіда			3			1			1	2		7

Таблиця 3.8 - Відомості про обсяги даних витрат вод на Придунайських каналах в період спрацювання

Назва каналу	1985	1986	1987	1988	1993	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	Разом
Орловський								1					1
Лузарса								5					5
Скунда	4	3		1		2	1	3					14
105 км	4	3		2		2	1	3			10		25
Репіда			1		1	2	6	10		5		13	38

Вимірювання в каналах проводились в основному в створах, розташованих після водопропускних споруд на відстані від 50 до 275 м (табл.3.9).

Таблиця 3.9 - Характеристика створів, у яких проводились вимірювання

Назва каналу	Номер створа, в якому проводились вимірювання		Відстань від основного створу	
	Основний	Додатковий	Від ПКО	Від регулювальної споруди
Вікета	5	4	1250	50
Орловський	3	-	483	203
Скунда	3	4	205	80
105 км	3	-	150	50
Репіда	3	20	600	275

Спільний аналіз даних рівнів води в р. Дунай, каналах і озерах дозволив уточнити окремі похибки вимірювань. Так у ряді випадків було виявлено, що в період наповнення рівень води в Дунаї нижчий за рівень води в каналі або рівень води в каналі нижче рівня води в озері, а в період спрацювання рівень води в каналі вищий за рівень води в озері (рис.3.1).

Слід також зазначити, що дані свідчать про роботу шлюзів у наступних режимах: відкрито 1, 2, 3 затвори, шлюз відкритий цілком (що відповідає відкриттю 4 затворів для всіх каналів, за винятком каналу Репіда), шлюз відкритий (табл. 3.10). При частковому відкритті шлюзу виміряні усього дві витрати.

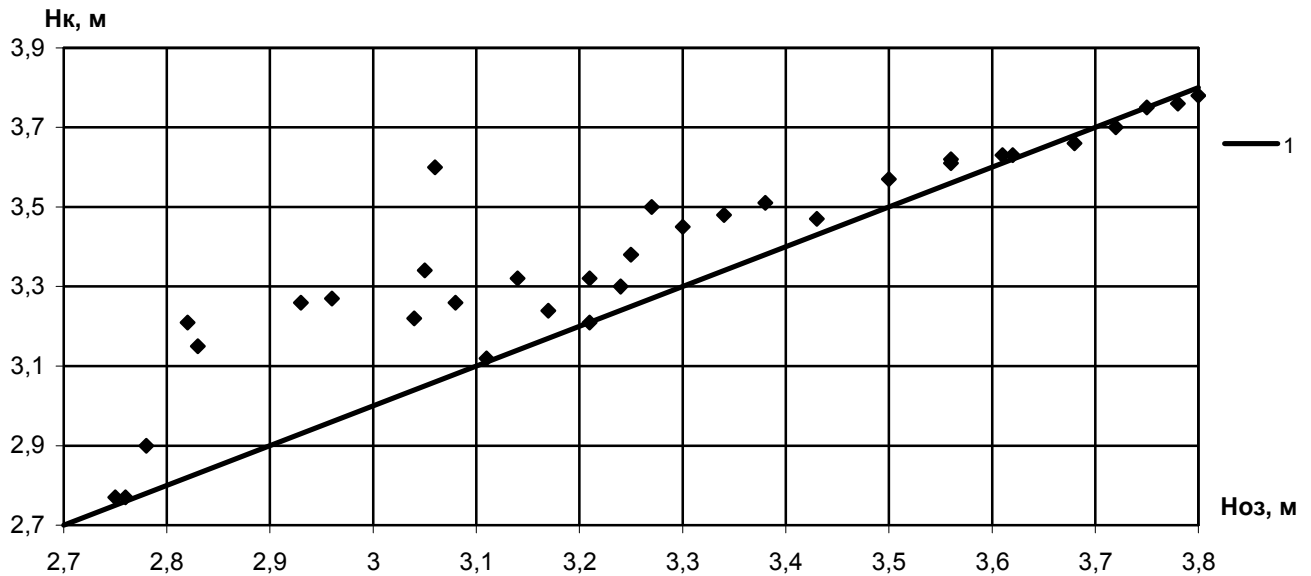


Рисунок 3.1 - Зв'язок рівня води в каналі Вікета (H_k) і озера Кагул (H_{oz}) у період наповнення (1— крива при $H_k = H_{oz}$)

Таким чином, здійснювався аналіз роботи шлюзів на каналах Вікета, Орловський, Прорва, Скунда, 105 км і Репіда за умови, що вони відкриті цілком, а також на каналі Репіда, коли відкрито 4 затвори (табл. 3.10).

Відповідно до формули (3.1) водозлив вважається затопленим при критерії підтоплення $n > 0,75$. У ході аналізу були виявлені дані, що відносяться до роботи в режимі затопленого і незатопленого водозливу (табл. 3.11).

На підставі фактичних даних для випадку витікання води через не підтоплений водозлив були побудовані криві залежності витрати (Q) від глибини води у верхньому б'єфі (H) (рис. 3.2 – рис.3.8), а у випадку витікання через підтоплений водозлив криві залежності витрати (Q) від напору (Z).

Таблиця 3.10 - Відомості про обсяги спостережень за витратами води на Придунайських каналах при різних режимах роботи шлюзів

Назва каналу	Кількість витрат води при											
	наповненні						скиданні					
	Відкрито затворів						Відкрито затворів					
	1	2	3	4	Всі	Ра- зом	1	2	3	4	Всі	Ра- зом
Вікета	-	-	-	-	33	33	-	-	-	-	-	-
Орловський	-	1	-	-	24	25	-	-	-	-	1	1
Лузарса	-	9	-	-		9	-	3	2	-	-	5
Прорва	3	6	-	-	18	27	-	-	-	-	-	-
Скунда	-	1	4	-	25	30	-	-	-	-	14	14
105 км	-	-	2	-	7	9	-	-	-	-	25	25
Репіда	-	-	-	2	5	7	1	4	2	13	17	37

Таблиця 3.11- Характеристика аналізованих рядів витрат води

Назва каналу	Характеристика роботи шлюзу		Незатоплений водозлив			Затоплений водозлив		
	період	режим	кіль-ть даних	Q м³с		кіль-ть даних	Q м³с	
				мін	макс		мін	макс
Вікета	наповнення	відкритий повністю	2	27.7	28.4	29	3.6	29.9
Орловський	-//-	-//-	9	3.1	5.1	14	4.9	8.9
Прорва	-//-	-//	17	5.2	29.9	1	29.4	
Скунда	-//-	-//-	12	27.5	33.9	10	15.0	31.7
	спрацювання	-//-	12	7.2	20.6	2	5.7	8.8
105 км	-//-	-//-	23	6.4	38.9	1	10.2	
Репіда	-//-	-//-	8	8.0	29.9	8	5.0	15.7
	-//-	-//-	9	10.6	17.2	4	6.2	40.2

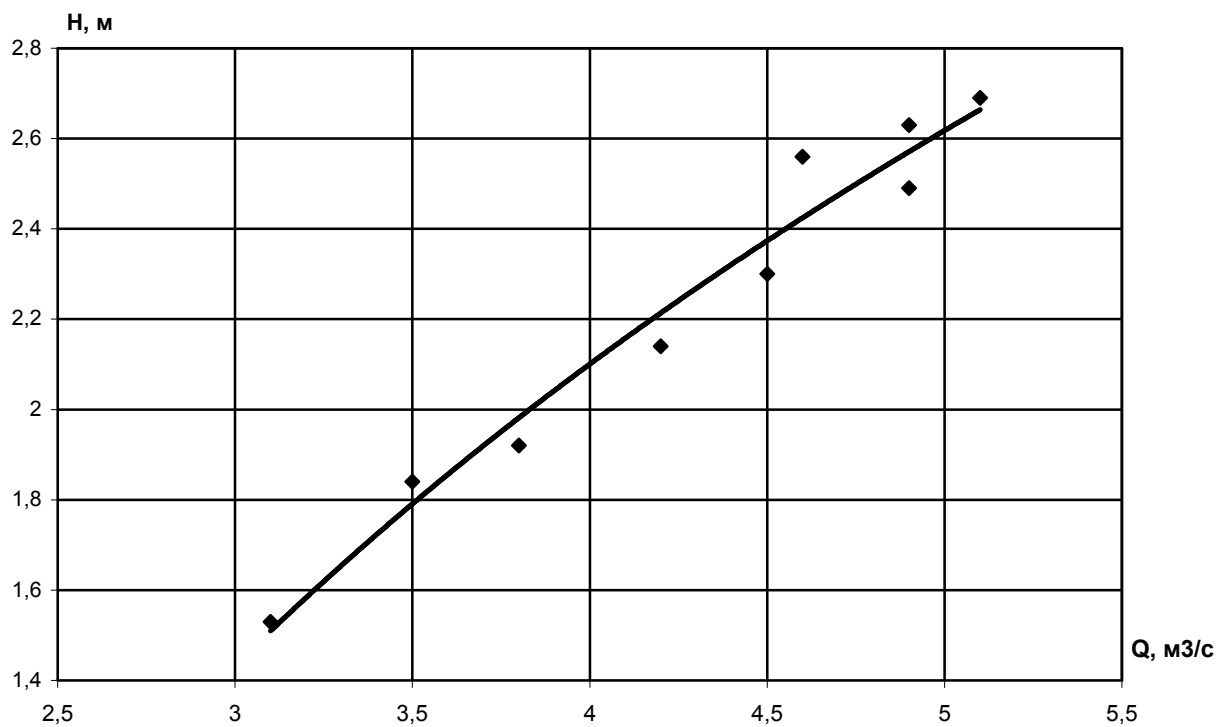


Рисунок 3.2 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Орловський у період наповнення у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком

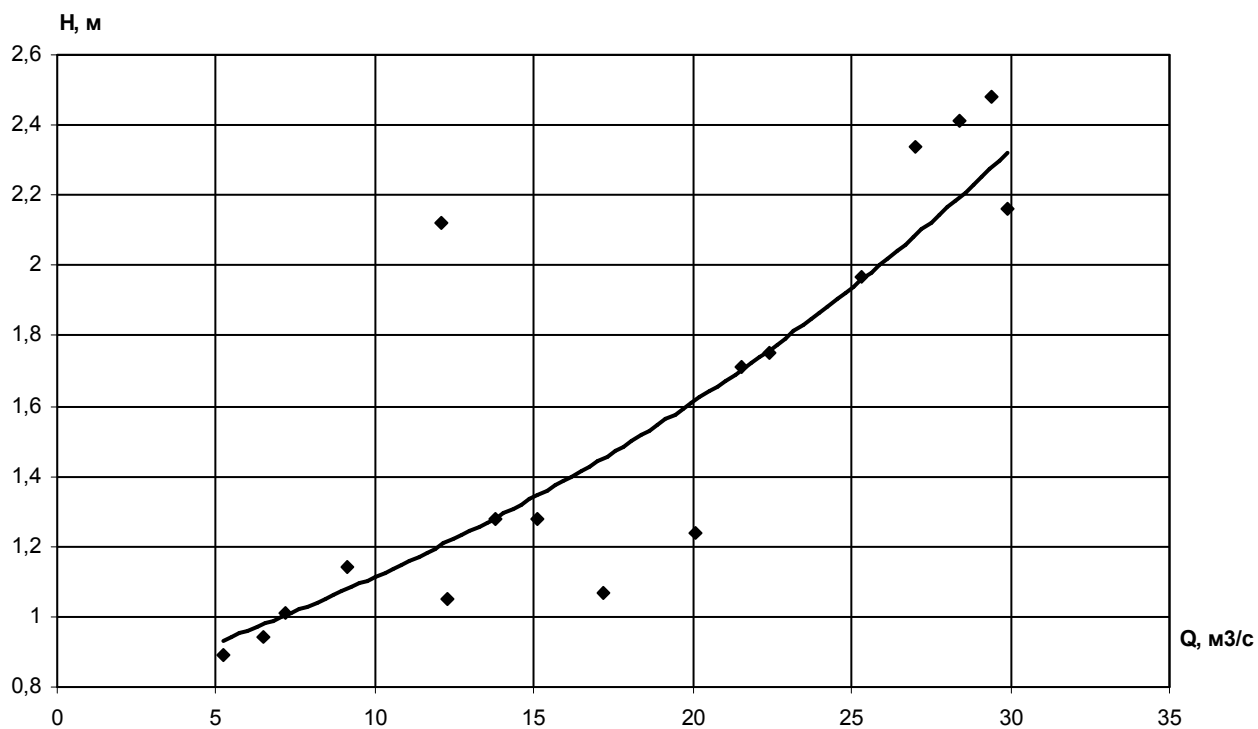


Рисунок 3.3 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Прорва в період наповнення у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком

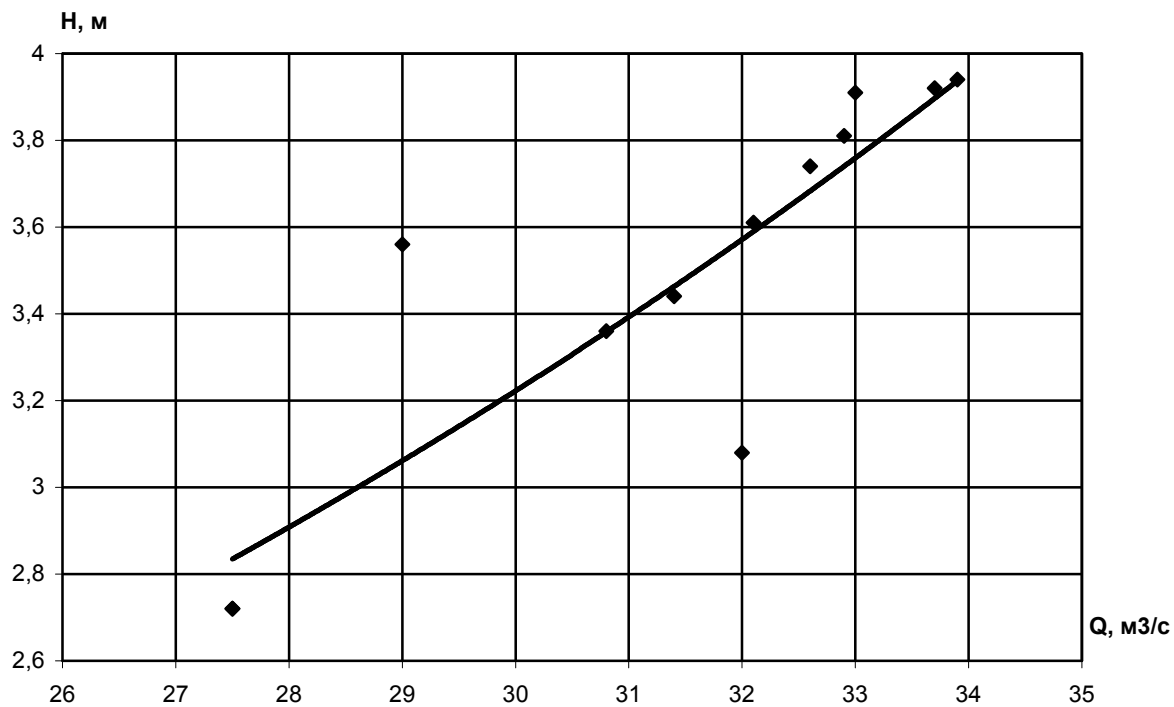


Рисунок 3.4 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Скунда в період наповнення у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком

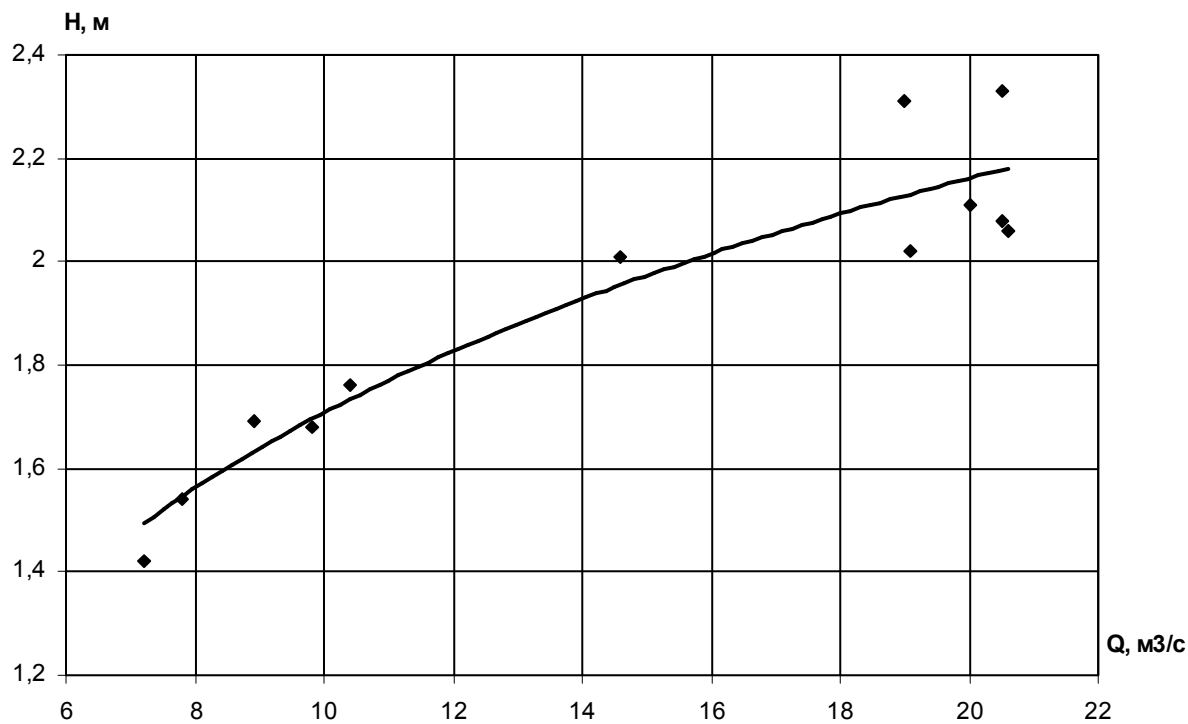


Рисунок 3.5 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Скунда в період спрацювання у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком

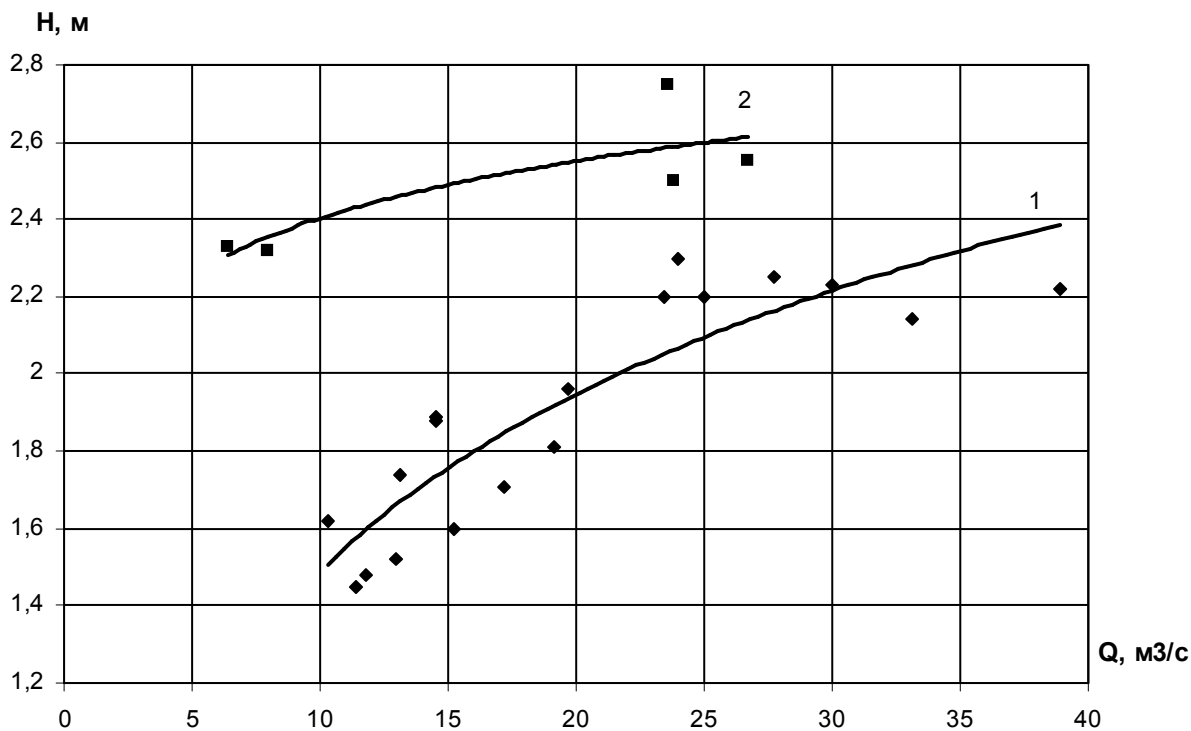


Рисунок 3.6 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу 105 к м в період спрацювання у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком (1– $H=1.45-2.25$; 2 – $H=2.3-2.75$)

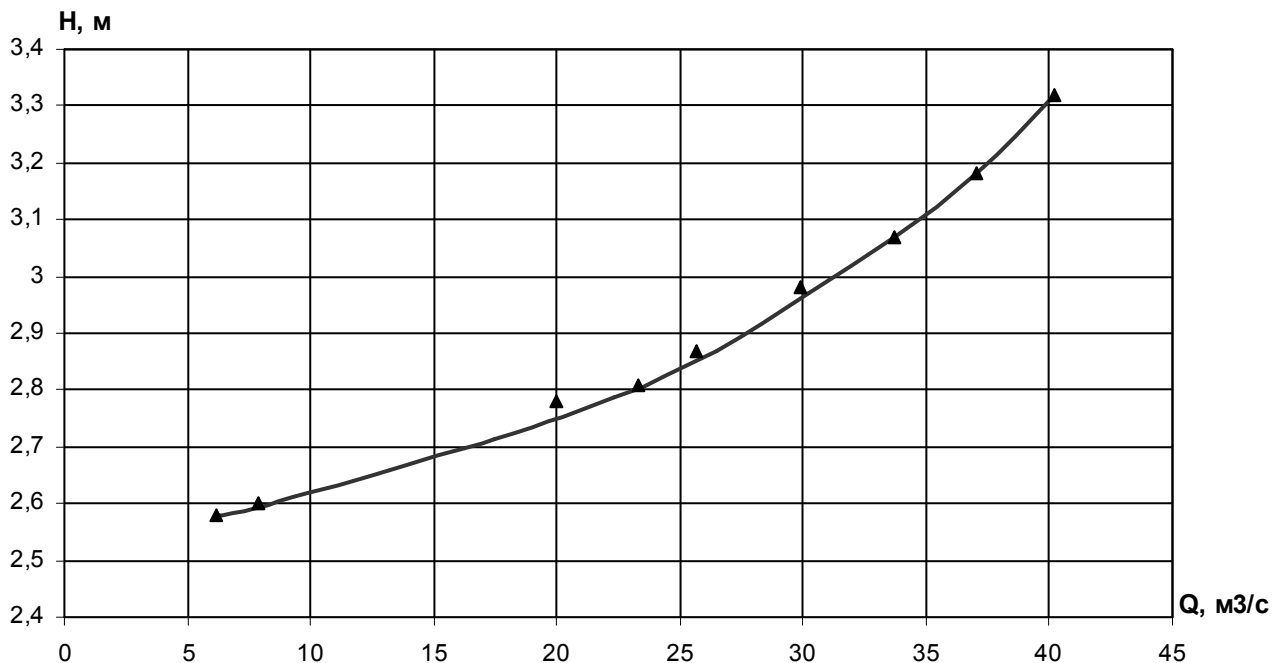


Рисунок 3.7 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Репіда в період спрацювання у випадку незатопленого водозливу за умови, що відкрито 4 затвори

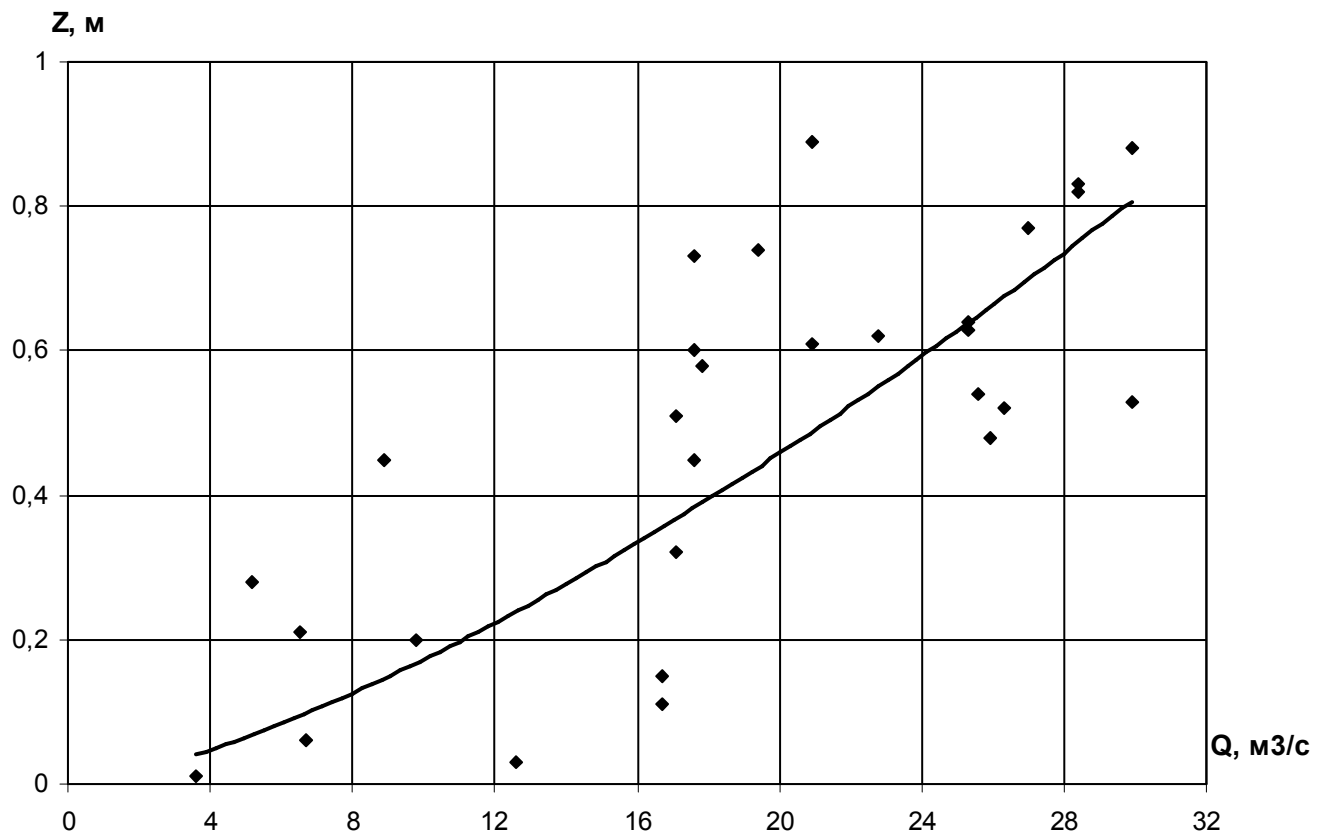


Рисунок 3.8 - Крива залежності $Q=f(Z)$ для каналу Вікета в період наповнення у випадку затопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком

3.4 Теоретичні дослідження коефіцієнтів витрати m і швидкості φ

Коефіцієнт витрати m для незатопленого водозливу з залежності (3.5) дорівнює

$$m = \frac{Q}{b\sqrt{2gH}^{3/2}}. \quad (3.8)$$

Як відзначалося раніше, коефіцієнт m залежить від величини $\eta=C_v/H$ (табл. 3.5) [1, 3]. Для каналів Вікета, Скунда, 105 км і Репіда згідно з фактичними даними величини η змінюється від 0.02 до 0.14 (табл. 3.12). При таких значеннях

η рекомендується брати коефіцієнт витрати $m_T=0.385$. Для каналів Орловський і Прорва $\eta=0.71\div 2.02$ і значення коефіцієнта, що рекомендується, $m_T=0.333-0.350$.

Однак розрахунки, проведені на підставі фактичних вимірювань гідравлічних параметрів у каналах показали, що середнє значення коефіцієнта витрати для різних каналів змінюється в межах від 0.030 до 0.204, а максимальні значення коливаються від 0.082 до 0.351.

Таблиця 3.12 - Теоретичні і розрахункові значення коефіцієнта витрати m

Назва	Характеристика шлюзу		Об-сяг рядів даних	$\eta=C_B / H$		Коефіцієнт витрати, m				$m_T \backslash m_{срс}$
	Період	режим		Мін.	Макс.	теоре-тичний, m	Розрахунковий, m _p			
							мін.	макс.	сер.	
Вікета	Наповнення	Відкрито повністю	2	0.02	0.03	0.385	0.064	0.082	0.073	5.3
Орловський	-//-	-//-	9	0.71	1.24	0.342 – 0.350	0.025	0.037	0.030	10-11
Прорва	-//-	-//	17	0.73	2.02	0.333 – 0.350	0.088	0.351	0.204	1.6-1.7
Скунда	-//-	-//-	12	0.03	0.04	0.385	0.096	0.138	0.111	3.5
	Спрацювання	-//-	12	0.04	0.07	0.385	0.091	0.157	0.122	3.2
105 км	-//-	-//-	23	0.07	0.14	0.385	0.041	0.266	0.152	2.5
Репіда	-//-	-//-	8	0.05	0.07	0.385	0.018	0.082	0.048	8
	-//-	Відкрито 4 затвори	4	0.06	0.08	0.385	0.155	0.229	0.194	2.0

При цьому для каналів Прорва, Скунда, 105 км і Репіда (відкрито 4 затвори) значення середнього розрахункового коефіцієнта m_p порівн у 1.6–3.5 разів менше від теоретичного m_T . Для каналів Вікета і Репіда (шлюз відкритий цілком) m_p порівн менше m_T у 5.3–8 разів. А для каналу Орловський коефіцієнт m_p порівн на порядок

менший за теоретичний m_m . Слід зазначити, що для коротких каналів отримані найбільші значення коефіцієнта витрати.

На підставі проведених розрахунків були побудовані графіки зв'язку коефіцієнта витрати m і величини $\eta = C_v/H$. Як видно з графіків, у період наповнення чим більша глибина у верхньому б'єфі H , тим менший коефіцієнт m (рис.3.9 – рис.3.12). А в період спрацювання спостерігається інша тенденція, чим менша глибина у верхньому б'єфі, тим більший коефіцієнт витрати.

Для каналів Прорва, Скунда і Репіда у випадку незатопленого водозливу була розрахована пропускна здатність водорегулювальних споруд при теоретичному і розрахунковому коефіцієнті витрати і побудовані криві витрат (рис.3.13-рис.3.15).

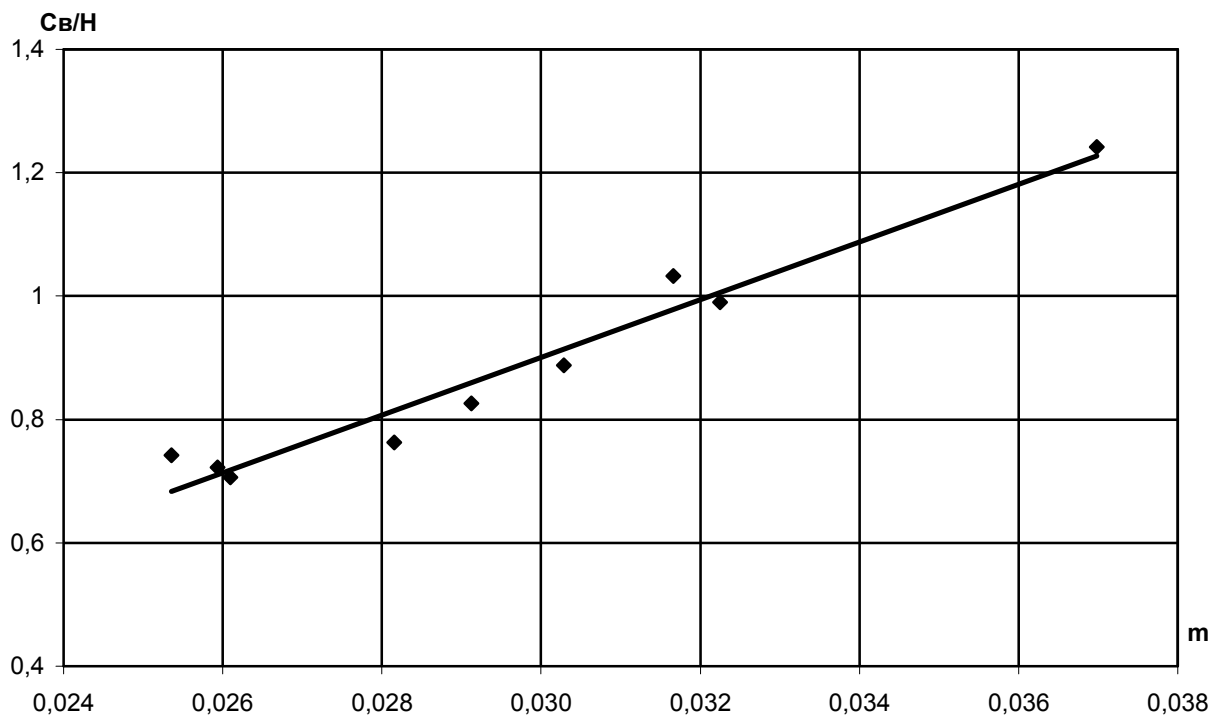


Рисунок 3.9 - Графік зв'язку коефіцієнта витрати і величини $\eta = C_v/H$ для каналу Орловський у період наповнення за умови, що шлюз відкритий цілком

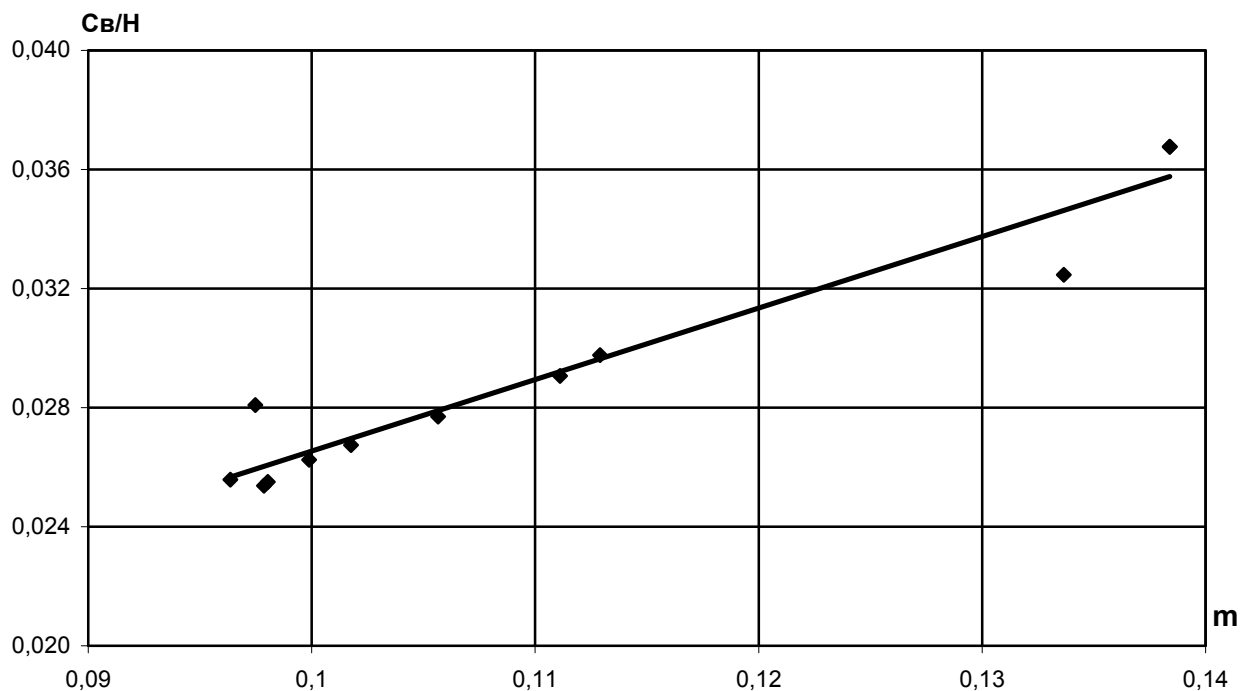


Рисунок 3.10 - Графік зв'язку коефіцієнта витрати і величини $\eta=C_v/H$ для каналу Скунда в період наповнення за умови, що шлюз відкритий цілком

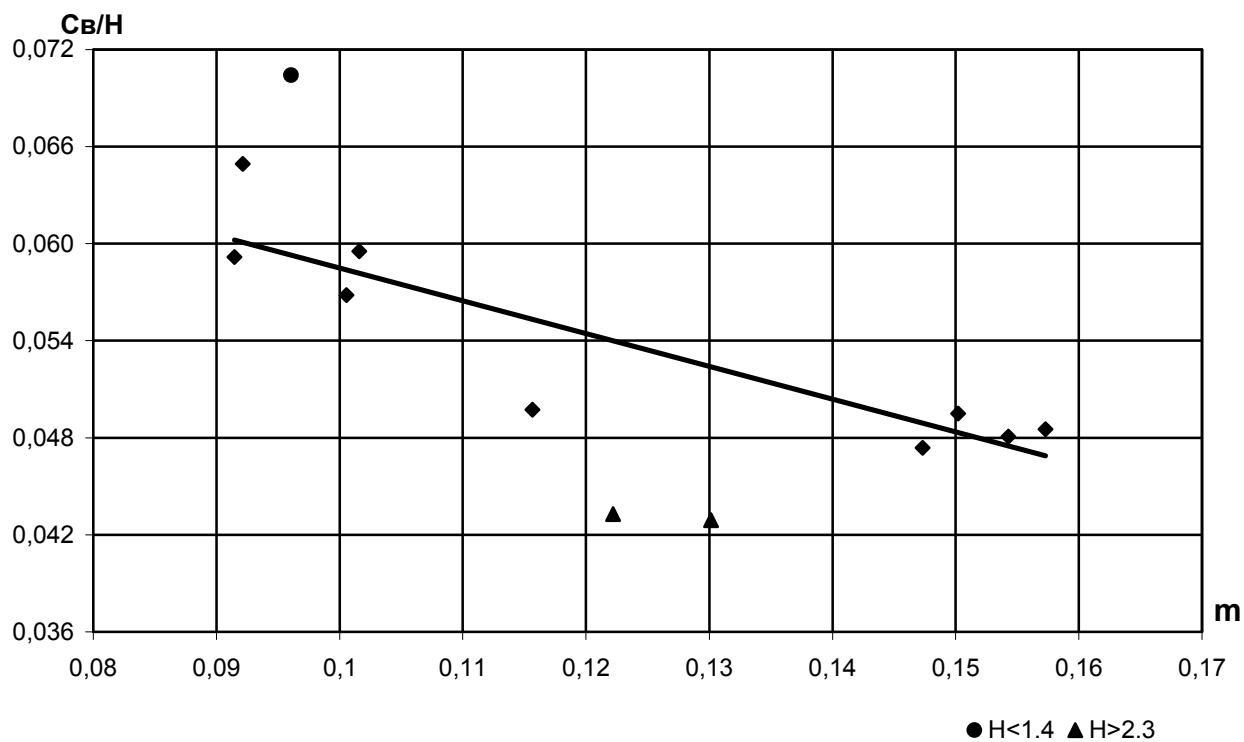


Рисунок 3.11 - Графік зв'язку коефіцієнта витрати і величини $\eta=C_v/H_k$ для каналу Скунда в період спрацювання за умови, що шлюз відкритий цілком

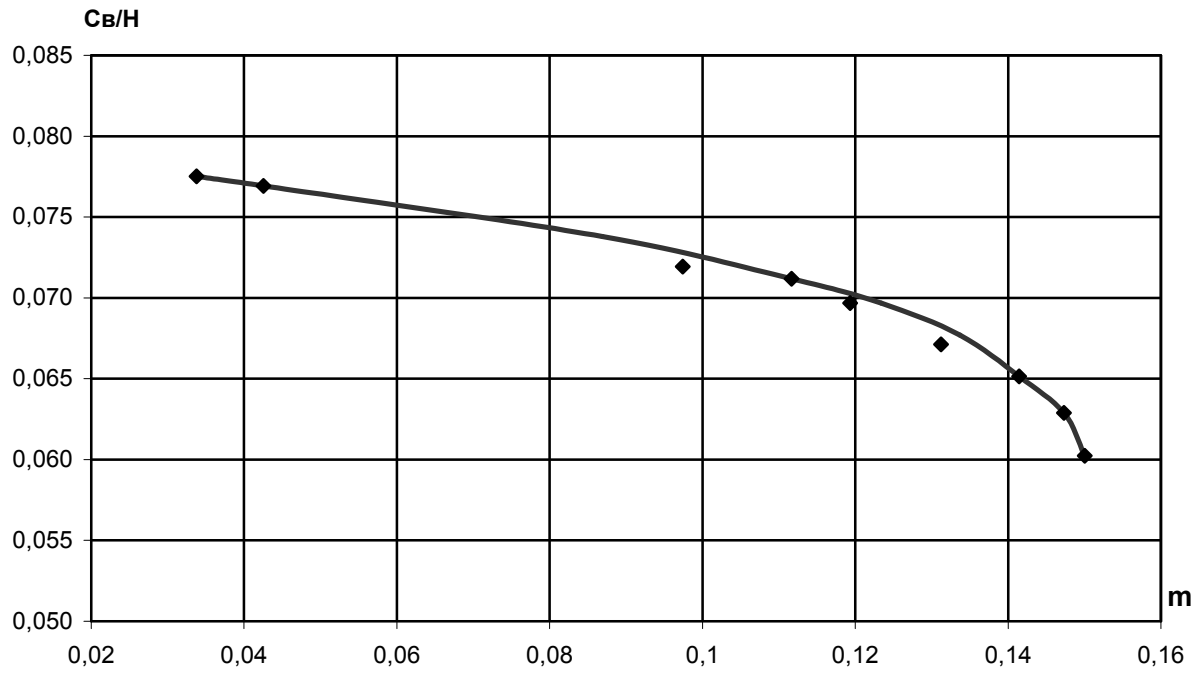


Рисунок 3.12 - Графік зв'язку коефіцієнта витрати і величини $\eta=C_v/H$ для каналу Репіда в період спрацювання за умови, що відкрито 4 затвори

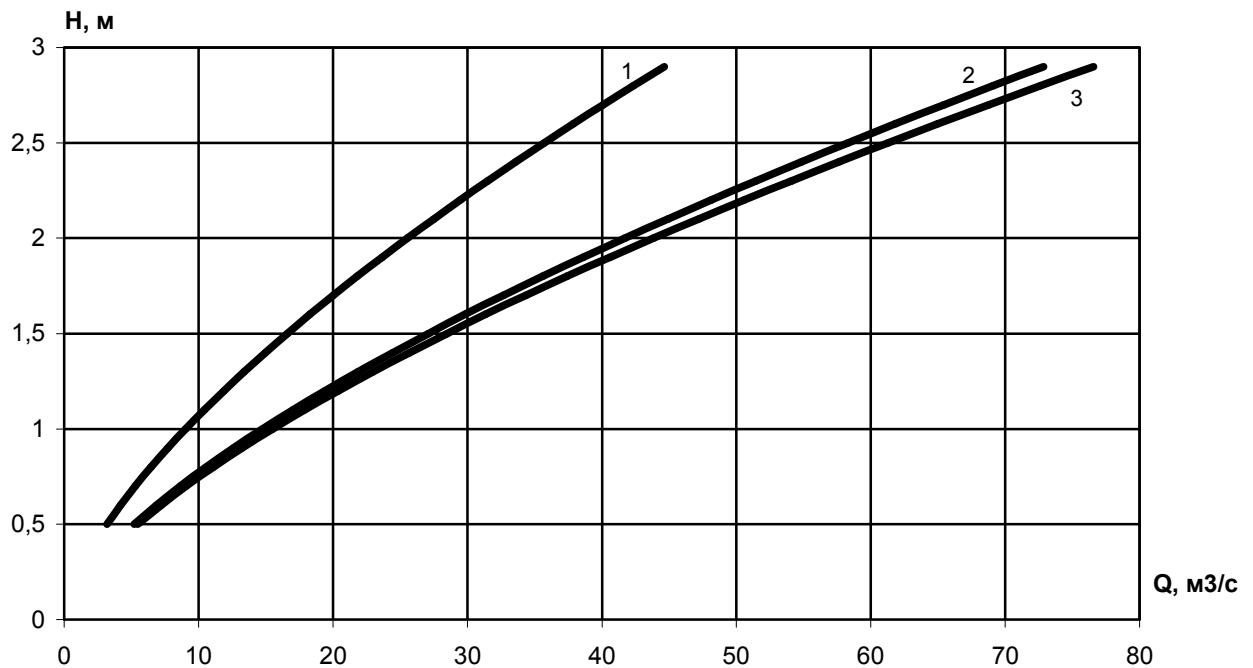


Рисунок 3.13 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Прорва в період наповнення у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком (1 – при $m_{p \text{ порівн}}=0.204$, 2 – при $m_m=0.333$, 3 – $m_m=0.350$)

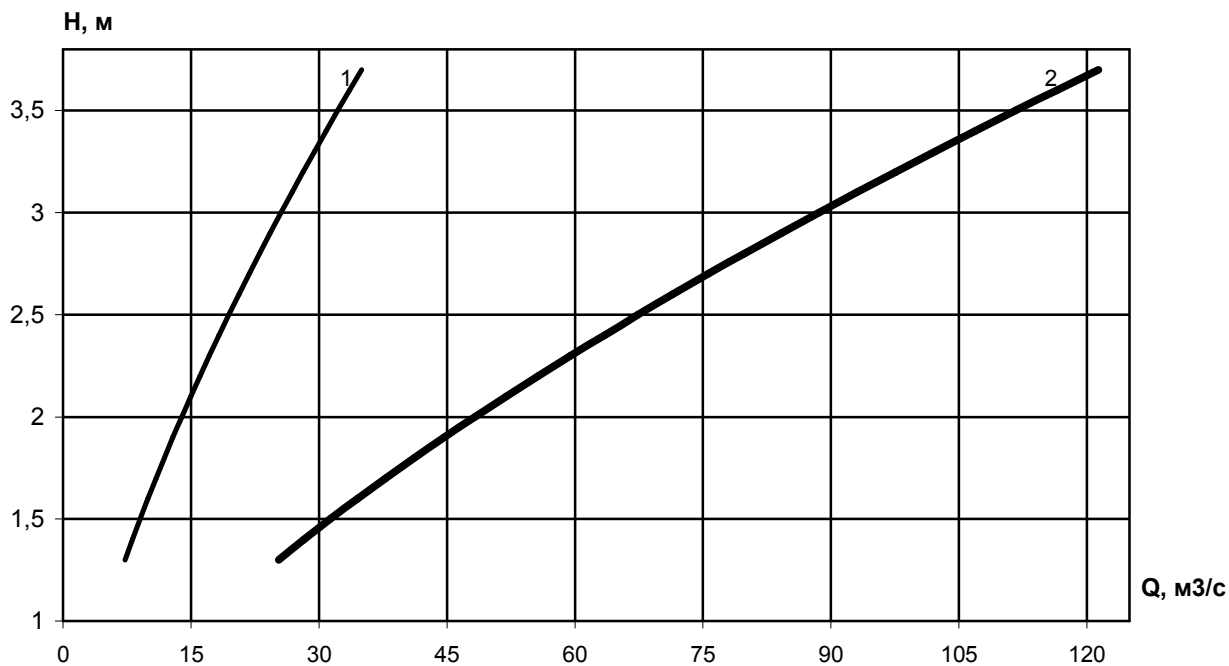


Рисунок 3.14 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Скунда в період наповнення у випадку незатопленого водозливу за умови, що шлюз відкритий цілком (1 – при $m_{p \text{ порівн}}=0.111$, 2 – при $m_m=0.385$)

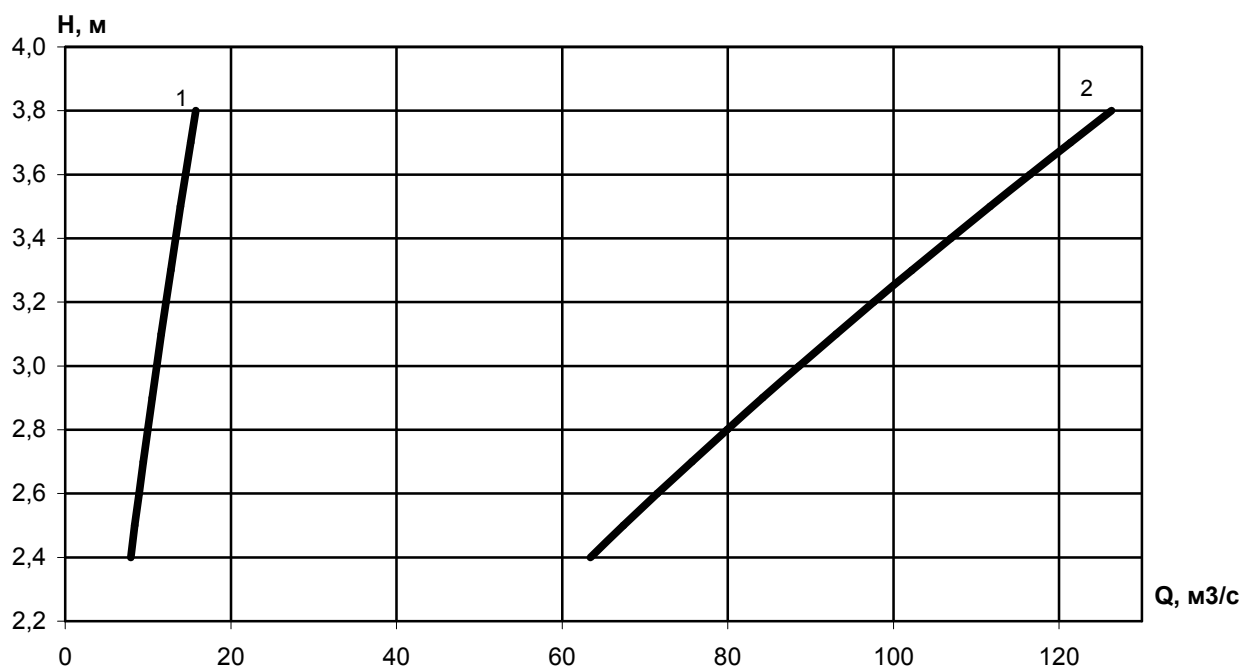


Рисунок 3.15 - Крива залежності $Q=f(H)$ для каналу Репіда в період спрацювання у випадку незатопленого водозливу за умови, що відкрито 4 затвори (1 – при $m_{p \text{ порівн}}=0.048$, 2 – при $m_m=0.385$)

Коефіцієнт швидкості φ для непідтопленого водозливу відповідно до залежності (3.6) дорівнює

$$\varphi = \frac{Q}{bh_n \sqrt{2g(H - h_n)}}. \quad (3.9)$$

Як було сказано вище, коефіцієнт φ теоретично повинен знаходитися в межах від 0.77 до 0.99 (табл.3.6) [1], при цьому середнє теоретичне значення коефіцієнта швидкості $\varphi_m=0.88$. Однак розрахунки, проведені на підставі фактичних вимірювань гідравлічних параметрів у каналах, показали, що середнє значення коефіцієнта швидкості для різних каналів змінюється від 0.06 до 0.22, а максимальне – від 0.10 до 0.73 (табл.3.13).

Таблиця 3.13- Розрахункові значення коефіцієнта швидкості φ
для затопленого водозливу

Назва	Характеристика роботи шлюзу		Обсяг рядів даних	Коефіцієнт швидкості, φ			$\varphi_m/\varphi_{ср}$
	період	режим		мін.	макс.	серед.	
Вікета	наповнення	Відкритий повністю	29	0.07	0.51	0.19	4.6
Орловський	-//-	-//-	14	0.01	0.10	0.06	14.6
Прорва	-//-	-//	1	0.50			
Скунда	-//-	-//-	10	0.08	0.38	0.22	4.0
	Спрацювання	-//-	2	0.08	0.11	0.09	9.8
105 км	-//-	-//-	1	0.46			
Репіда	-//-	-//-	8	0.03	0.73	0.15	5.9
	-//-	Відкрито 4 затвори	9	0.03	0.15	0.11	8

Таким чином, для каналів Вікета, Скунда (у період наповнення) і Репіда (шлюз відкритий цілком) значення середнього розрахункового коефіцієнта φ_r порівн у 4.0–5.9 разів менше від середнього теоретичного φ_m . А для каналів Скунда (у період спрацювання) і Репіда (відкрито 4 затвори) φ_r порівн менше за φ_t у 8–9.8 разів. А для каналу Орловський коефіцієнт φ_r порівн на порядок менший за теоретичний φ_m .

Для наступних розрахунків у першому наближенні було прийнято середнє арифметичне значення коефіцієнтів витрати m_{cp} і швидкості φ_{cp} . Без сумніву, необхідні наступні дослідження для уточнення величини і тенденції зміни коефіцієнтів.

4 ДОСЛІДЖЕННЯ РЕЖИМУ ВЗАЄМОДІЇ МІЖ РІЧКОЮ І ПІДВІДНИМ КАНАЛОМ

4. 1 Загальні визначення режиму водообміну і режиму розподілу потоку

Гідравлічному режиму властиві три характерні форми. Одна з них при значних водовідборах у канал наявна у низьку межень. Інша спостерігається при усіх водовідборах у паводки і повені, а при малих водовідборах може бути наявною й у межень. Третя форма має перехідний характер.

Значний водовідбір в канал у низьку межень суттєво відображається на витраті, глибинах і швидкостях течії річкового потоку.

Якщо, наприклад, при витраті Q цей потік мав у побутових умовах глибину H і швидкість v , то після відділення від потоку витрати Q_v у руслі залишається витрата $(Q-Q_v)$, що проходить по руслу при менших глибині H_2 і швидкості v_2 . Остання обставина є причиною виникнення в руслі вище водозабору кривої спаду, у межах якої глибини зменшуються від H до H_1 , а швидкості зростають відповідно від v до v_1 .

Цей режим, при якому водовідбір з русла супроводжується значними деформаціями річкового потоку, нижче іменується **режимом поділу**.

У паводок чи повінь, коли по руслу проходять дуже значні витрати, у порівнянні з якими водовідбір складає частки відсотка або величини, що лежать у межах точності вимірювання витрат, у річковому потоці не констатується ніяких деформацій, обумовлених водовідбором. У цьому випадку між ковшем і річковим потоком установлюється своєрідний режим взаємодії, що характеризується інтенсивним водообміном і передачею з потоку в ківш деякої кількості руху й енергії. Цей режим нижче іменується **режимом водообміну**. Він спостерігається також у всякого роду каналах, улаштованих на березі, якщо водовідбір з них буде дорівнювати нулеві чи бути близьким до нуля.

Режим роботи водоприймальних каналів, що характеризується деякими

проміжними властивостями, притаманним тією чи іншою мірою обом із зазначених вище режимів, нижче іменується **перехідним**.

У цьому розділі предметом розгляду є режим водообміну.

Рішення виконане для найпростішої схеми: потік розглядається в прямокутному руслі, а вхід у ківш чи канал трактується як відвід від основного русла, виконаний під кутом φ до напрямку течії і цілком заглиблений у берег. У розгляді під поняттям “канал” мається на увазі канал, заглиблений у береги русла, що є аналогією “ковша”.

4.2 Режим і динаміка водообміну в підвідних каналах

4.2.1 Особливості течій на вході в канал чи у ківш

Найголовнішою і визначальною особливістю режиму на вході є формування зони змішування АБВ (рис. 4.1). Перемішування мас у цій зоні здійснюється вихрами-вирами, що виникають біля верхового ребра входу А й пересуваються вниз за течією, збільшуючи свій поперечний розмір. Центр вихрів-вирів при цьому залишається на умовній відокремлювальній площині АГ.

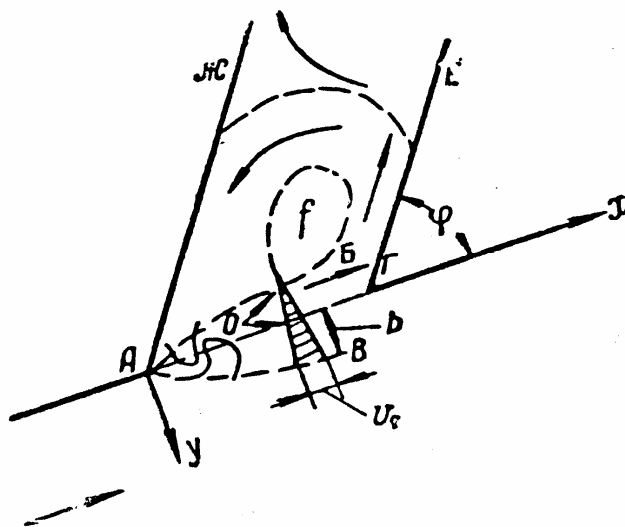


Рисунок 4.1 - Схема взаємодії потоків річки і кишені

У результаті цього перемішування мас, прилягаючих до відокремлювальної площини, за її межі (усередину кишені) вноситься деяка кількість руху. Унаслідок цього в зоні БАГ виникає поступальна течія, а сама ця зона виявляється ніби місцевим бічним розширенням потоку з деякою додатковою приєднаною витратою.

Осереднені за часом швидкості течії в межах зони змішування розподіляються за законом, близьким до лінійного. На межі АВ швидкості постійні і дорівнюють $v_m = 0.8 v_a$, де v_a - швидкість потоку, що обтікає вхід. Межі зони змішування АБ і АВ розташовуються симетрично щодо осі АГ, унаслідок чого на останній швидкості мають величину, що дорівнює $v_m / 2$.

Збуджена перемішуванням течія у зоні БАГ при своєму русі набігає на низову грань входу ГЕ. Складова швидкості набігання, нормальна до грані ГЕ, викликає тут відповідне місцеве підвищення горизонту води, під дією якого течія спрямовується в кишеню уздовж борту ГЕ.

Таким чином, біля останнього виникає деякий досить компактний струмінь, що ніби нагнітається обтікаючим потоком усередину кишені. Входячи в кишеню, цей струмінь починає розширюватися; при цьому зменшуються швидкості течії і збільшується ширина струменя в плані. Разом з тим цей струмінь починає вигинатися, направляючись по деякому вигнутому в плані шляху до верхового борту, точніше до границі зони змішування АБ, де маса цієї течії знову візьме участь у перемішуванні вихрами-вирами.

Таке представлення явища дало привід виділити третю характерну зону f , обмежену вигнутим контурним струменем і частиною границі зони збудження АБ.

Ця зона не є ізольованою і її маси, вступаючи у взаємодію з контурним струменем, гальмують останній. Разом з тим ця зона гасить енергію мас контурного струменя, що вклинилися сюди в результаті водообміну. Завдяки цьому в зоні f маси води втрачають здатність зважувати наноси, що тут і випадають з найбільшою інтенсивністю.

У залежності від комбінацій, у яких можуть переплітатися динамічні

характеристики, що керують рухом контурного струменя, останній може мати різну форму. Вона може бути близька до форми кола (рис.5.1) і може повторювати твердий контур внутрішнього обриса кишені. У першому випадку контурний струмінь своїм поперечним струмом у ЕЖ може збуджувати вторинну циркуляцію зворотного напрямку.

Не беручи до уваги вторинні явища, обмежимося розглядом тільки обстановки на вході.

4.2.2 Дослідні і теоретичні передумови, покладені в основу аналізу

Як уже відзначалося вище, швидкості v_m на границі АВ виявилися такими, що дорівнюють 80% швидкості потоку, що обтікає вхід v_a , а на осі зони АГ - дорівнюють половині v_m (рис. 4.1). Тому, якщо вище входу основний потік має рівномірний за шириною розподіл швидкостей, величина яких також дорівнює v_a , то при набіганні потоку на границю зони змішування АВ повинно спостерігатися деяке обтікання, оскільки площа трапеції $\frac{0.8v_a + 0.4v_a}{2} b_o$ менша за площу $v_a b_o$ у 1.5 рази (де b_o - ширина частини зони змішування, що виступає в потік від лінії берега АГ).

Із зазначеного випливає наступне.

1.3 маси потоку, що набігає на зону змішування, у процесах змішування бере участь тільки $100 \cdot \frac{1}{1.5} = 60\%$. Решта маси, що набігає на цю зону, змушена обтікати її.

2.Оскільки частина маси потоку змушена обтікати зону змішування, останню можна розглядати як деякий місцевий опір руху обтікаючого вхід потоку.

З дослідів виявилось, що границі зони змішування виражаються залежністю

$$2b = A\sqrt{x}, \quad (4.1)$$

де A — функція кута відведення, що має великі значення для кутів $\varphi < \frac{\pi}{2}$.

Теоретичні розуміння дали підставу вважати, що циркуляція усередині каналу збуджується не на всій ширині входу, що дорівнює довжині відрізка AG , а на частині її, величина якої залежить від кута відведення і положення центра циркуляції в області f . Якщо довжину активної частини зони змішування, вимірювану від ребра A , позначити через l , а ширину зони змішування в перерізі торця активної її частини через b_0 , то рівняння границь зони змішування можна записати у вигляді

$$2b = 2b_0 \sqrt{\frac{x}{l}}, \quad (4.2)$$

причому за рис. 4.2

$$l = L \left(1 - \frac{d}{B} \right) + b_0 \operatorname{ctg} \varphi. \quad (4.3)$$

Частина зони змішування, розташована усередині кишені (тобто за лінією осі AG), що має довжину l , нижче іменується зоною збудження.

Торцевий переріз зони порушення, що має абсцису $x=l$ характеризується деякою величиною кількості руху D_0 . Ця кількість руху входить з контурною течією усередину каналу, і в процесі вигину і розширення контурного струменя якимось змінює свою величину і напрямок. При цьому на початковій ділянці, на якій вхідний струмінь змінює свій напрямок на величину кута φ (рахуючи від початкового, паралельного напрямку вектора швидкості v_a), величина вектора кількості руху D_0 вважається незмінною. Остання теза є припущенням, що істотно не суперечить досвіду.

Таким чином, у перерізі входу $I - I$ (рис. 4.2) струмінь, що втікає у канал

У цьому записі параметр m характеризує зміну величини вектора кількості руху при одночасному повороті його на кут Θ .

У звичайному русі по колу з постійними швидкостями і кількостями руху $m=0$. При $m \neq 0$ величина його в першому наближенні може бути знайдена за положенням центра циркуляції d щодо низового ребра.

Дійсно, з виразу (4.4) випливає, що

$$\frac{D_{\Theta}}{D_{\Theta} + \pi} = e^{-m\Theta + m(\Theta + \pi)} = e^{m\pi}. \quad (4.5)$$

Оскільки при прийнятих припущеннях витрата контурного струменя q для даного окремого випадку - величина постійна, то $(\bar{\alpha}_{01} \approx 1)$ ширину струменя одержимо з виразу

$$D_{\Theta} = cb_o v_{\Theta}^2 = c \frac{q^2}{b_{\Theta}} = D_o e^{-m\Theta}.$$

Звідси

$$b_{\Theta} = \frac{cq^2}{D_o e^{-m\Theta}} = b_o e^{m\Theta}, \quad (4.6)$$

а також

$$v_{\Theta} = v_{ок} e^{-m\Theta}. \quad (4.7)$$

Ширина середньої зони f дорівнює

$$b_f = B - b_o (1 + e^{m\pi}). \quad (4.8)$$

Вважаючи, що центр циркуляції в зоні f лежить на відстанях від її країв, пропорційних ширинам прилягаючих частин струменя, можна одержати

$$d = B \frac{1}{1 + e^{m\pi}}. \quad (4.9)$$

З цього рівняння, знаючи B і d , можна знайти і величину параметра m , що змінюється в наступних межах:

d/B	0.5	0.4	0.35	0.3
m	0	0.13	0.198	0.27

З досліду відомо, що $d/B = 0.3 \div 0.4$; це дало привід прийняти середнє значення $m=0.2$.

При значенні $m=0.2$ поворот контурного струменя на $\Theta = \pi$ (тобто з напрямку входу в канал на напрямок виходу з нього) приводить до величини вектора кількості руху на напрямку виходу, що дорівнює

$$D_{\pi} = D_o e^{-0.2\pi}.$$

Це означає, що вектор D_{π} буде меншим від початкового D_o у

$$\frac{D_o}{D_{\pi}} = e^{0.2\pi} = 1.87 \text{ рази}. \quad (4.10)$$

Таким чином, вхідна гілка виру на вході має кількість руху і середню швидкість течії майже вдвічі більші, ніж зворотна (вихідна) його гілка.

Кінематичні характеристики течії в межах границь зони змішування можна одержати для одно- і двозначного векторних полів.

Розгляд течії в однозначному полі виявляє факт подібності розподілу місцевих осереднених швидкостей по поперечних перерізах зони змішування.

Більш того, якщо користуватися координатами X і $\eta = \frac{y}{2b}$ (у відраховується від границі зони, що окреслює його з боку каналу, у напрямку до обтікаючого

поток), то виявиться, що на криволінійних променях $\eta = \text{const}$ абсолютні величини швидкостей однакові.

Наприклад, на осі зони $\eta = 0.5$ і $v = \frac{v_m}{2}$; на зовнішній границі зони $\eta = 1$ і $v = v_m$; на внутрішній границі зони $\eta = 0$ і $v = 0$ тощо.

Закон розподілу швидкостей у перерізі зони змішування визначиться виразом

$$v = v_m \eta. \quad (4.11)$$

Оскільки ці швидкості можна розглядати як проекції повної швидкості на вісь x , то, користуючись відомими співвідношеннями, одержимо

$$v_x = \frac{dm}{dy} \text{ і } v_y = \frac{dm}{dx}. \quad (4.12)$$

Ці величини виражають властивість безперервності течії, за ними можна знайти функцію течії ψ , що і буде характеризувати однозначне поле місцевих осереднених швидкостей у межах зони змішування.

Умова $\psi = 0$ при $\eta = 0.5$ (роздільний струм) дає можливість знайти постійні інтегрування й одержати вираз функції течії у вигляді

$$\psi = b_o \sqrt{\frac{x}{l}} v_m (\eta^2 - 0.25). \quad (4.13)$$

За рівняннями (4.12) і (4.13) може бути знайдена і поперечна складова швидкості

$$v_y = \frac{b_o}{2} \frac{v_m}{\sqrt{x l}} [3(3 - 1) + 0.25]. \quad (4.14)$$

Остання, як виявляється, на межах зони змішування не дорівнює нулю.

При $\eta=0$

$$v_{y,o} = \frac{b v_m}{2\sqrt{x}l} 0.25. \quad (4.15)$$

Ця величина являє собою швидкість втікання маси води з каналу в зону змішування через її внутрішню межу ($\eta=0$).

При $\eta=1$

$$v_{y,1} = \frac{b v_m}{2\sqrt{x}l} 0.25. \quad (4.16)$$

Ця величина, що дорівнює попередній за величиною і знаком, дає поперечну складову швидкості на зовнішній межі зони ($\eta=1$). Вона показує, що повна швидкість на зовнішній границі зони при її обтіканні, маючи проекції на осі $v_x=v_m$ і $v_{y,1}$, більше кожної з них.

На осі зони ($\eta=0.5$) поперечна складова швидкості буде

$$v_y = 0, \quad (4.17)$$

що і пояснює переміщення центрів вихрів-вирів по осі зони змішування.

У двозначному векторному полі кожній точці області зони змішування будуть відповідати два вектори швидкості v_n і v_v (індекс «н» означає, що швидкість спрямована у напрямку кишені, тобто на наповнення останньої; індекс «в» відповідає напрямку на вихід з кишені) (рис. 4.4).

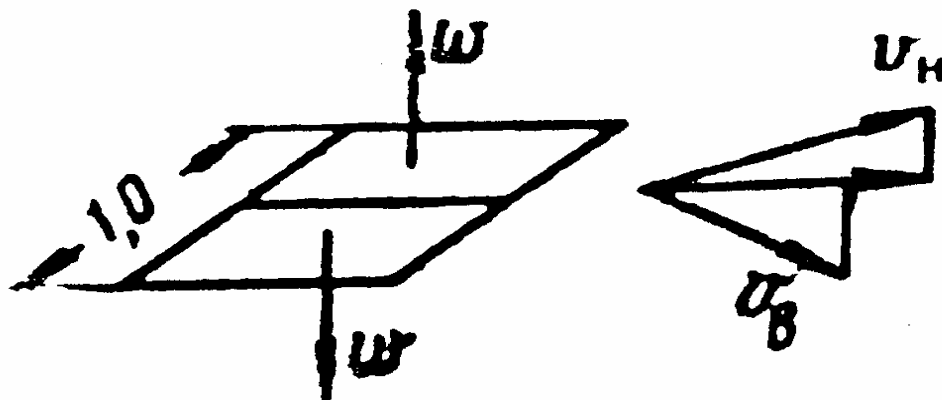


Рисунок 4.4 - Умовна схема перемішування мас води на площадці, паралельній вектору місцевої осередненої швидкості

За умовою еквівалентності одно- і двозначного полів необхідне виконання векторного зв'язку

$$0.5\vec{v}_n + 0.5\vec{v}_с = \vec{v}. \quad (4.18)$$

Це значить, що і проекції векторів $\vec{v}_n$ і $\vec{v}_с$ на осі x повинні задовольняти аналогічну вимогу, тобто

$$u_n + u_с = 2v. \quad (4.19)$$

Що стосується проекції векторів $\vec{v}_n$ і $\vec{v}_с$ на вісь y , то вони мають різні знаки, але абсолютні їхні значення повинні дорівнювати одне одному (за умовою нерозривності потоку), тобто

$$|w_n| = |w_с|. \quad (4.20)$$

Двозначне поле швидкостей, за Н. М. Бернадським, можна умовно представити двошаровою плоскою течією, в якій один шар (товщиною, що

дорівнює 0.5) буде представлений однозначним полем вектора v_n , а інший за аналогією - полем вектора v_v .

При таких представленнях з'явиться найбільш проста можливість визначення витрати обміну.

Дійсно, через площадку загальною площею, що дорівнює одиниці, проведену через двошаровий потік по нормалі до осі y , в кожному із шарів буде відбуватись витрата

$$q_y = \frac{1}{2} w. \quad (4.21)$$

Але при цьому обміні масою в напрямку великих швидкостей буде вноситись кількість руху (рис.5.4), що дорівнює

$$\tau = \rho q_y (u_n - u_v), \quad (4.22)$$

яка може розглядатися як дотична турбулентна напруга, що діє на площині обраної площадки.

Можна також підрахувати, що в тому самому напрямку буде перенесена і кількість енергії

$$\mathcal{E}_n = \rho q_w \frac{v_n^2 - v_v^2}{2} \tau. \quad (4.23)$$

Таким чином, перехід на представлення течій двозначним полем дозволяє найбільш просто представити дуже важливі динамічні явища, пов'язані з процесом перемішування мас.

Саме собою зрозуміло, що зв'язок між одно- і двозначними векторними полями не обмежується залежністю (4.18). Так, наприклад, турбулентна напруга τ , що визначається у двозначному полі залежністю (4.22), в однозначному полі

запишеться у вигляді

$$\tau = \rho \kappa^2 k^2 v \Gamma, \quad (4.24)$$

де κ - параметр типу постійної каналу,

k - показник закону розподілу швидкостей у залежності $v = v_m n^k$;

Γ - недостача швидкості, що дорівнює $\Gamma = v_m (1 - \eta^k)$.

Перенос енергії у виразі (4.23) представлений у формі, що відповідає одно- і двозначному полю швидкостей.

4.2.3 Зусилля, що розвиваються при змішуванні мас потоку

Звернемо увагу на ту обставину, що при перемішуванні на площадці, узятій в двошаровому потоці, до якого умовно було зведено двозначне поле, обмінюється ще кількість руху, що має напрямок нормальних складових w . В одному шарі через таку площадку втікає в область, обмежену площадкою, кількість руху $\rho \cdot \frac{1}{2} w^2$. В іншому шарі, навпроти, з цієї області виноситься така ж кількість руху, тому можна стверджувати, що в одиницю часу в зазначеній області кількість руху змінюється на величину

$$N = \rho \cdot \frac{1}{2} w^2 - \left(-\rho \cdot \frac{1}{2} w^2 \right) = \rho w^2. \quad (4.25)$$

Але відомо, що секундна зміна кількості руху може розглядатися як сила. Тому підраховану зазначеним чином величину можна розглядати як нормальну силу, що діє на виділену площадку. Ця сила мала при малих значеннях поперечних швидкостей, але вона набуває відчутних розмірів при інтенсивному перемішуванні, що відбувається з великими поперечними швидкостями

У цьому записі по осі зони змішування прийнято: $u_H - u_B = 2w$, а, крім того, $w \neq f(x)$, що розглядається як властивість області зони змішування, яка виражається не лише в подібності розподілу швидкостей, але й у рівності величини їх на криволінійних променях $\eta = \text{const}$.

2. Нормальне зусилля T_y , що діє на тій самій площині і по нормалі до неї, і яке виникає в результаті одночасного втікання у відсік і витікання з нього маси $\rho l \frac{w}{2}$ зі швидкістю w , буде

$$T_y = \rho l w^2.$$

3. Кількість руху струменя, що втікає у канал (але витікає з виділеного відсіку), дорівнює

$$D_o = 1.33 \rho b_o \left(\frac{v_m}{4} \right)^2,$$

де 1.33 - коректив на нерівномірний розподіл швидкостей (по трикутнику).

4. Кількість руху струменя, що витікає з каналу уздовж верхнього борта (але втікає у виділений відсік), об'ємом D_π дорівнює

$$D_\pi = 1.33 \rho b_o \left(\frac{v_m}{4} \right)^2 e^{-0.2\pi}.$$

5. Кількість руху циркуляції у внутрішній зоні f . Цією величиною зневажаємо.

6. Рівнодійна сил тиску на грані ab і gd , спрямованих по осі s . Приймаючи гідростатичний розподіл тиску в потоці і припускаючи, що рівень води в каналі

вище рівня води в руслі на величину z , будемо мати

$$P_s = \gamma l \sin z.$$

7. Та сама, спрямована по осі n ,

$$P_n = \gamma l \cos \varphi z.$$

8. Дотичне зусилля, що розвивається на грані. Для обчислення останнього вираз дотичної напруги у двозначному полі зведено до вигляду $\tau = \rho w^2 \cdot 4\eta(1 - \eta)$ [на підставі припущення, що на осі зони змішування $|2w| = (u_H - u_B)$].

Після підсумовування від $\eta=0$ до $\eta=0.5$ отримано

$$T_s = 0.67 \rho b_o w^2.$$

9. Дотичне зусилля T_{yv} на тій самій грані, яке виникає унаслідок того, що через неї виходить витрата $b_o \frac{v_m}{4}$ не тільки зі швидкостями, спрямованими по осі x , але і зі складовими швидкостей по осі y ,

$$T_{yv} = \rho \int_0^b v_y v_x dy = 0.005 \rho \frac{b_o^2}{l} v_m^2.$$

10. Дотичні зусилля, що діють по дну і граням $жг$ і $да$. Цими величинами зневажимо.

Усі перераховані зусилля на рис. 4.5 показані зі знаками, зведеними тільки до напрямків нормалей до граней відсіку.

Проектуючи їх на осі s і n , після перетворень одержуємо два рівняння

$$\begin{aligned}
& (\cos \varphi + \sin \varphi) - \frac{b_o}{1} \cdot \frac{1.33}{16} \left(\frac{v_m}{w} \right)^2 \left[\cos \varphi + e^{-0.2\pi} \right] - \\
& - \left(\frac{b_o}{1} \right)^2 \cdot 0.005 \left(\frac{v_m}{w} \right)^2 \sin \varphi - 0.67 \frac{b_o}{1} \sin \varphi = \frac{gz}{w^2} \sin \varphi;
\end{aligned}
\tag{4.26}$$

$$\begin{aligned}
& (\sin \varphi - \cos \varphi) - \frac{b_o}{1} \cdot \frac{1.33}{16} \left(\frac{v_m}{w} \right)^2 \sin \varphi + \\
& + \left(\frac{b_o}{1} \right)^2 \cdot 0.005 \left(\frac{v_m}{w} \right)^2 \cos \varphi + 0.67 \frac{b_o}{1} \cos \varphi + \frac{gz}{w^2} \cos \varphi = 0.
\end{aligned}
\tag{4.27}$$

У цих рівняннях три невідомих: b_o , w і z .

Для можливості розв'язання системи необхідне ще одне рівняння.

З цією метою виділимо відсік, контур якого буде збігатися з контуром зони збудження (рис. 4.6). Прийmemo вершину зони за полюс і запишемо відносно нього рівняння секундної зміни кількості обертання у відсіку (простіше кажучи, рівняння моментів $\Sigma=0$), приймаючи обертання за годинниковою стрілкою зі знаком мінус.

З'ясуємо сили, що діють на виділений відсік, і плечі їх відносно обраного полюса.

1. З боку руслового потоку (грань ab на рис. 4.6) діють зусилля - дотичне T_x і нормальне T_y . Перше має плече, що дорівнює нулю, а друге - $l/2$, оскільки у виразі

$$T_y = \rho l w^2 w \neq f(x).$$

2. На грані bc діють і дають моменти відносно полюса три зусилля D_o , T_b , і T_{yv} .

Нормальна складова дорівнює

$$D_o = \rho b_o \cdot 133 \left(\frac{v_m}{4} \right)^2.$$

Вона має плече, що дорівнює $0.25b_o$, а знак моменту, що викликається, - плюс, який будемо присвоювати моментам, котрі діють проти годинникової стрілки. Дотична складова тієї самої кількості руху, що залишає відсік, T_{yv} обчислена вище.

$$T_{yv} = 0.005 \rho \frac{b_o^2}{l} v_m^2.$$

Плече її дорівнює l , а знак моменту - мінус. Дотичне зусилля від турбулентного перемішування

$$T_b = 0.67 \rho b_o w^2$$

діє на тому самому плечі l і знак має той самий.

3. До грані га можна вважати прикладеними також три зусилля.

Перше з них - рівнодійна сил тисків на виділений відсік $P=\gamma z l$, що діє на плече $l/2$ і дає момент із знаком мінус.

Друге зусилля виникає від швидкості підсмоктування в зону збудження $v_{y,o}$. Величина елементарної частини цього зусилля, так само як і плечі останніх, змінюється по абсцисі x .

Тому

$$dM = -\rho v_{y,o}^2 x dx$$

і, оскільки

$$v_{e,o}^2 = \frac{4b_o^2}{l} \cdot \frac{v_m^2}{16^2 x},$$

то

$$-M = \int_0^l \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{64l} dx = \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{64}.$$

Враховуючи різко пульсаційний характер втікання, що при обчисленні за осередненими швидкостями применшує величину зусилля, і умовно виключаючи тут уведення нового зусилля, аналогічного до зусилля T_y , отриманий момент беремо з поправковим коефіцієнтом, вважаючи

$$-M = \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{16}.$$

Третє зусилля T_{vx} виникає на контурі відсіку внаслідок того, що засмоктувані в зону збудження маси (зі швидкістю $v_{y,o}$) мають складову швидкість і по осі x . Величина цієї складової дорівнює

$$v_{\pi} \cos \varphi = \frac{v_m}{4} e^{0.2\pi} \cos \varphi.$$

Елементарне зусилля на довжині dx дорівнює

$$dN_x = \rho v_{y,o} v_{\pi} \cos \varphi dx,$$

а його плече дорівнює ширині зони збудження в перерізі з абсцисою x .

Після інтегрування і перетворень одержуємо

$$M = \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{32} e^{-0.2\pi \cos \varphi}.$$

Рівняння моментів отримуємо у вигляді

$$\begin{aligned} \frac{\rho l^2 w^2}{2} - \rho \cdot 0.005 b_o^2 v_m^2 + \rho \frac{1.33}{16} \cdot \frac{b_o^2}{4} v_m^2 - \\ - \frac{\gamma z l^2}{2} - \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{16} + \rho \frac{b_o^2 v_m^2}{32} e^{-0.2\pi \cos \varphi} = 0 \end{aligned}$$

або після перетворень

$$\frac{gz}{w^2} = \left(\frac{v_m}{w} \right)^2 \left(\frac{b_o}{l} \right)^2 \left(\frac{e^{-0.2\pi \cos \varphi}}{16} - 0.074 \right) - 1.34 \frac{b_o}{l} + 1. \quad (4.28)$$

Рівняння (4.26), (4.27) і (4.28) являють собою замкнену систему.

З рівнянь (4.26) і (4.27) одержимо

$$\left(\frac{v_m}{w} \right)^2 = \frac{12}{\frac{b_o}{l} \left(1 + e^{-0.2\pi \cos \varphi} \right)}, \quad (4.29)$$

а з рівнянь (4.28) і (4.29)

$$\left(\frac{v_m}{w} \right)^2 = \frac{0.67 \frac{b_o}{l} - \operatorname{tg} \varphi}{\left(\frac{b_o}{l} \right)^2 \left(\frac{e^{-0.2\pi \cos \varphi}}{16} - 0.079 \right) - \frac{b_o}{l} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{12}}. \quad (4.30)$$

Розв'язуючи разом рівняння (4.29) і (4.30), одержимо

$$\frac{b_o}{l} = \frac{e^{-0.2\pi} \sin \varphi}{1.61 - 0.08e^{-0.2\pi} \cos \varphi}. \quad (4.31)$$

Таким чином, розв'язання системи досягається в загальному вигляді.

Величина $\frac{b_o}{l} = f_1(\varphi)$ розрахована за (4.31), наведена на рис. 4.7.

За величиною $\frac{b_o}{l}$ і рівнянням (4.29) визначається $\frac{w}{v_m} = f_2(\varphi)$ (рис. 4.8). А оскільки $v_m = 0.8v_a$ (причому v_a - задана величина), то тим самим визначається швидкість перемішування w .

Користуючись перетвореним рівнянням (4.3), одержимо

$$l = L \left(\frac{e^{0.2\pi}}{(1 + e^{0.2\pi})} \right) + b_o \operatorname{ctg} \varphi. \quad (4.32)$$

Тоді величину відносної довжини зони змішування можна визначити

$$\frac{l}{L} = f_3(\varphi). \quad (4.33)$$

За будь-яким з рівнянь залишається знайти $\frac{gz}{w^2}$ чи $\frac{gz}{v_m^2}$. Підрахунки показують, що ця величина мала, додатна і дорівнює в середньому

$$\frac{gz}{v_m^2} \approx 0.02. \quad (4.34)$$

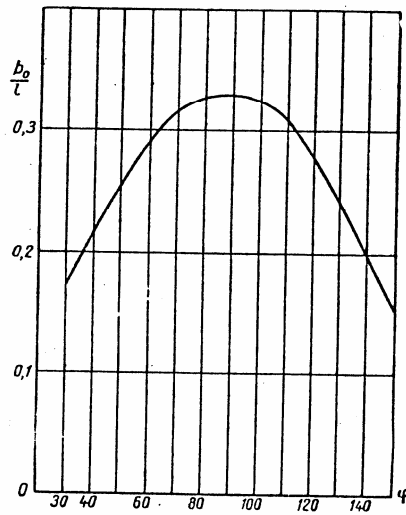
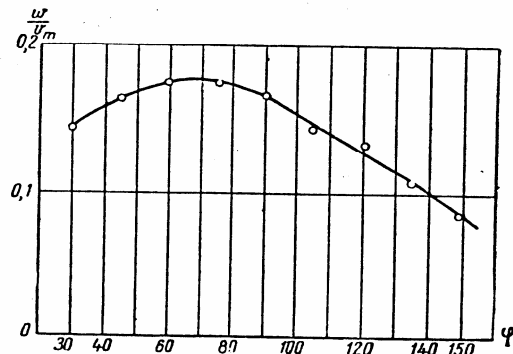


Рисунок 4.7 - Графік залежності

$$\frac{b_0}{l} = f_1(\varphi)$$

Рисунок 4.8 - Залежність відносної швидкості поперечного перемішування на вході w/v_m від кута відводу φ

Отримане викладеним способом розв'язання задачі було зіставлене з дослідними даними і показало прийнятну збіжність. Цей висновок стосується як границь зони змішування, так і найважливішої для практики величини - обмінної витрати, що дорівнює

$$Q_{об} = \frac{lw}{2}. \quad (4.35)$$

Величина відносної довжини зони змішування приведена на рис. 4.9. Відносна величина обмінної витрати на 1 м глибини потоку приведена на рис. 4.10.

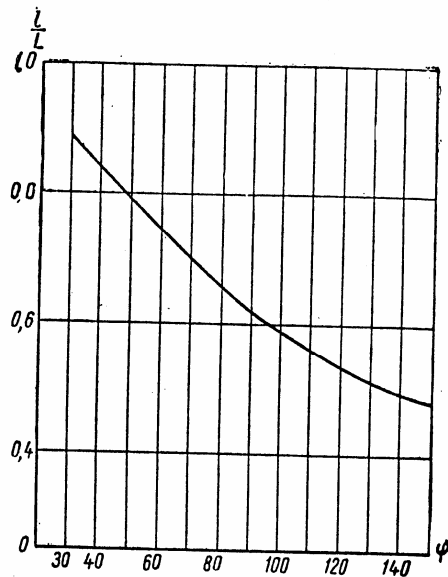


Рисунок 4.9 - Залежність відносної довжини змішування l/L від кута відводу φ

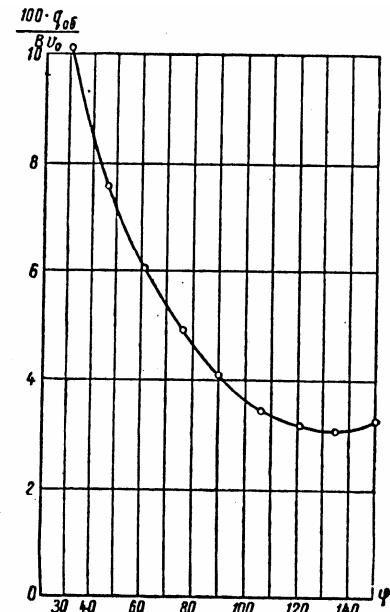


Рисунок 4.10 - Залежність величини обмінної витрати від кута відводу φ

У результаті отриманого вище рішення картина структурного механізму потоку на вході в канал чи ківш описується досить детально. Звернімо увагу на найважливіші наслідки, що впливають з отриманого розв'язання.

1. Найбільша швидкість входу в ківш чи канал дорівнює швидкості на осі зони змішування, тобто $v_{bx}=4v_a$. Іншими словами, величина швидкостей на вході в ківш досягає 40% величини швидкості потоку, що обтікає ківш.

2. Величина швидкості входу в ківш не змінюється по куту відводу φ і від його величини не залежить.

3. Величина витрати, якою обмінюються потік і ківш (рис. 4.10), заглиблений у берег, перебуває в залежності від величини кута відводу φ .

4. Найменша відносна обмінна витрата наявна для кутів $\varphi=135^\circ$. Чим менший кут відводу φ , тим більша величина обмінної витрати. Так, наприклад, при $\varphi=45^\circ$ обмінна витрата виявляється в 2.5 рази більшою за обмінну витрату при $\varphi=135^\circ$.

5. Попередній висновок дає привід вважати, що в канал з кутом відводу

$\varphi < \frac{\pi}{2}$ у результаті водообміну буде заноситися значно більше мінеральної зависі. Унаслідок більшої швидкості поперечного перемішування в каналах з кутом відводу $\varphi < \frac{\pi}{2}$ (рис. 4.8) не вся занесена мінеральна завись буде осідати в цих каналах, тобто вона частково буде викидатися в русло. Тому занесення входів цих каналів наносами буде перевищувати занесеність каналів з кутами $\varphi < \frac{\pi}{2}$ менш ніж у 2.5 рази.

Таким чином, отримане рішення дає зовсім нове уявлення про якість входу для каналів, заглиблених у береги, що працюють в області режиму водообміну.

6. Оскільки зона змішування створює динамічний підпір прибережної частини потоку, що обтікає ківш, то при малих відбираннях в канал не слід очікувати підсмоктування донних наносів. Звідси випливає, що входи в канали повинні засмічуватися переважно завислими наносами, а не донними, що в ряді випадків і спостерігається в натурі [17].

5 ГІДРАВЛІЧНИЙ І НАНОСНИЙ РЕЖИМИ ПІДВІДНИХ І ТРАНСПОРТУВАЛЬНИХ КАНАЛІВ

5.1 Класифікація гідравлічних режимів і особливості транзитних течій у підвідних каналах

У залежності від величини витрати, що забирається з річки, розмірів і прийнятої схеми каналу останній може працювати у різних режимах. Ці фактори, що визначають режим, значною мірою можуть бути враховані у величині відношення $\frac{v_k}{v_q}$, яке в зв'язку з цим і доцільно прийняти як критерій для оцінки режиму ковша. Тоді найменші значення цього критерію будуть характеризувати режими, близькі до режиму водообміну, а значення критерію, близькі до одиниці чи більші за неї, будуть свідчити про наявність режиму розподілу. Деякі середні значення цього критерію будуть притаманні перехідним режимам.

Для зазначеного використання цього критерію, який ми позначимо буквою М (уперше був введений у розгляд А.Я.Міловичем), необхідно знайти кількісні його значення, властиві межах окремих режимів.

Нижче будемо розглядати три наступних характерних режими в ковшах:

- режим водообміну;
- перехідний режим;
- режим поділу.

До режиму водообміну домовимося відносити ті з режимів, при яких найважливіші особливості режиму в каналі можуть характеризуватися ознаками, властивими режиму водообміну. При цьому будемо мати на увазі, що основна ознака режиму водообміну $Q_b=0$ в каналі не виконується і що мова йде лише про прийнятні для практики наближення.

Виконані в зв'язку з цим досліді для каналів, заглиблених у берег, показали, що якщо витрата, що забирається з каналу, складає до 35% витрати зони

змішування, то режим водообміну одержує несуттєві кількісні зміни стосовно зниження рівня води в каналі, збільшення швидкості входу і зміни площі зони циркуляції на вході.

Тому у першому наближенні можна вважати, що підвідний канал буде працювати в області режиму водообміну в тому випадку, коли витрата, що відбирається з нього, віднесена до одиниці глибини на вході, не буде перевищувати приблизно 1/3 витрати в зоні змішування, тобто

$$\frac{Q_d}{H} \leq \frac{1}{3} \frac{v_m 2b_o}{2} = 0.27 b_o v_a. \quad (5.1)$$

Так, при $\varphi=135^\circ$, $\frac{b_o}{l} = 0.23$ і $\frac{l}{L} = 0.505$ (рис. 3.7 і 3.9)

$$b_o = 0.23 \cdot 0.505L = 0.116L,$$

$$\text{або } b_o = 0.164b \text{ (оскільки } L=1.41b).$$

Тому

$$\frac{Q_e}{H} \leq 0.27 \cdot 0.164 b v_a$$

або, нарешті,

$$M_1 = \frac{v_k}{v_a} \leq 0.044. \quad (5.2)$$

Для інших значень кута відводу φ відношення $M_1 = \frac{v_k}{v_a}$ подається нижче.

φ в град.	150	135	120	90	60	30
M_1	0.0420	0.044	0.047	0.055	0.067	0.081

Не можна не відзначити, що ця величина виявилася величиною того самого

порядку, що і критичне число $R_{кр} = \frac{v_k}{v}$, введене І. А. Забабуріним [11].

Для $180^\circ > \varphi > 120^\circ$ $R_{кр} = \frac{v_k}{v_0} = 0.063 \frac{h}{B} + 0.056$, або, зневажаючи через

малізну першим доданком:

$$\frac{v_k}{v_0} = 0.056.$$

У рівняння замість середньої швидкості течії в межах зони збудження $\frac{v_m}{2}$ була введена більша швидкість, що дорівнює $0.68 v_a$. Це було зроблено на тій підставі, що при водовідбиранні $Q_b > 0$ у зворотну гілку виру захоплюються маси води з дещо більшими швидкостями.

Тоді з рівняння імпульсів для того самого сектора виру отримуємо $\frac{v_c}{v_a} > 0.32$, у той час як для режиму водообміну при $Q_b = 0$ було отримано $\frac{v_c}{v_a} = 0.118$. Це дало підставу вважати граничне водовідбирання режиму водообміну таким, що дорівнює

$$Q_g = Hb_2(0.32 - 0.118)v_a = Hb_2 \cdot 0.202v_a = 0.137Hdv_a.$$

Вводячи в розгляд середню умовну швидкість у поперечному перерізі виру,

$$v_{k,1} = \frac{Q_g}{Hd}, \quad (5.3)$$

з попередньої рівності отримаємо

$$M_1 = \frac{v_{k,1}}{v_a} = 0.137. \quad (5.4)$$

Якби і для цього типу каналу до режиму водообміну відносити витрату водовідбирання Q_v , що дорівнює тільки 1/3 витрати зони змішування, то значення критерію вийшло б меншим і дорівнювало б $M_1=0.1$. Однак через більшу стійкість форм виру в каналах розглянутого типу правильніше орієнтуватися на величину, обумовлену виразом (5.4).

Критерій режиму розподілу потоку M_2 для каналів, заглиблених у берег, доцільно установити за тим значенням водовідбирання Q_v , при якому вся зона змішування виявиться захопленою у відвід або канал.

Для каналів з кутом відводу $\varphi = 135^\circ$ замість виразу (5.1) можна написати

$$\frac{Q_v}{H} = \frac{v_m \cdot 2b_o}{2} = 0.132bv_a \quad (5.5)$$

або

$$M_2 = \frac{v_k}{v_a} = 0.132. \quad (5.6)$$

Для інших значень кута відводу φ величина критерію M_2 буде визначатися наступним:

φ в град.	150	135	120	90	60	30
$M_2 = \frac{v_k}{v_a}$	0.125	0.132	0.141	0.165	0.203	0.242

З викладеного випливає, що перехідний режим у водоприймальних ковшах буде визначатися нерівністю

$$M_1 < M < M_2. \quad (5.7)$$

Відповідно межі режимів водообміну і розподіл потоку буде визначатися нерівностями

$$M < M_1 \quad \text{і} \quad M > M_2. \quad (5.8)$$

Транзитною течією, чи струменем будемо називати ті частини потоку у водоприймальному каналі, якими витрата Q_v , що забирається з русла, транспортується через канал до отворів шлюзів.

З цього визначення випливає, що транзитний струмінь може зовсім не мати твердих меж. Іншими словами, поперечні перерізи транзитних течій чи струменів розглядаються в деяких умовно проведених у рідині межах, усередині яких витрата дорівнює витраті водовідбирання Q_v .

Нижче, для простоти, поперечний переріз транзитних течій і струменів приймається чотирикутним з постійною по глибині шириною b_t , що змінюється по довжині струменя. У більшості випадків глибину в перерізі можна вважати також постійною і такою, що дорівнює H .

Така схематизація транзитних струменів цілком прийнятна для течій усередині каналу. Однак вона може бути застосована і до осередненої за глибиною течії поза каналом. У цьому випадку її ширина буде збігатися із середньою шириною смуги відбирання u_a .

Якщо межа водовідбору буде задана рівнянням $y_i v_i = u_a v_a$, то кінетична енергія частини потоку, що відбирається, буде дорівнювати

$$\begin{aligned} E &= \gamma_a v_a^2 \int_0^H \frac{v_i^2}{2g} dh = \gamma \frac{y_a v_a^3 (1+k)^2}{2g} \int_0^1 \eta^{2k} d\eta = \\ &= \gamma \frac{y_a v_a^3 (1+k)^2}{2g(2k+1)} H = \gamma Q_v \frac{\alpha_o v_a^2}{2g} \approx \gamma Q_v \frac{v_a^2}{2g} \end{aligned} \quad (5.9)$$

Таким чином, форми відбору води з русла, при яких біля дна захоплюються у відвід маси води зі смуги більшої ширини, ніж біля поверхні, призводять до деякого зменшення кінетичної енергії в порівнянні з тим, що мало б бути у випадку відділення по вертикальній грані. Однак для практичних розрахунків цим зменшенням, що зводиться до заміни корективу живої сили на коректив кількості руху, можна зневажити і вважати останні такими, що дорівнюють одиниці.

Унаслідок цього для транзитного струменя, починаючи з його перерізів, розташованих у руслі, можна написати

$$\nabla_a + \frac{v_a^2}{2g} = \nabla_s + \frac{\alpha v_i^2}{2g} + h_{w,s} = \text{const.} \quad (5.10)$$

Втрати енергії на деякій довжині транзитного струменя s можна виразити через умовний коефіцієнт опору λ , що у загальному випадку також змінюється по довжині, але який може бути прийнятим у розрахунок на довжині s у деякому своєму середньому значенні. У цьому випадку, уводячи позначення $\eta = \frac{v_m}{v_\tau}$ (де v_m і v_τ - швидкості на початку і кінці відсіку струменя довжиною s), одержимо

$$h_w = \frac{v_{cp}^2}{2g} \frac{\lambda}{R_{cp}} s = \frac{v_\epsilon^2}{2g} \frac{\lambda s}{R_o} \left(\frac{1+\eta}{2} \right)^2 \times \frac{2\eta}{1+\eta} = \frac{v_\epsilon^2}{2g} \frac{\lambda s}{2R_o} \eta(1+\eta), \quad (5.11)$$

де

$$R_{cp} = \frac{b_{cp} H}{2H + b_{cp}} = \frac{b_o}{2} \frac{1+\eta}{\eta} \frac{1}{2 + \frac{b_o}{2H} \frac{1+\eta}{\eta}} \approx R_o \frac{1+\eta}{2\eta};$$

$$v_{cp} = \frac{v_\epsilon + v_\tau}{2} = v_d \left(\frac{1+\eta}{2} \right);$$

R_0 - гідравлічний радіус початкового перерізу транзитного струменя.

Перепад відновлення на тій самій довжині

$$z_{\tau} = \frac{v_{\tau}}{g} (v_{\epsilon} - v_{\tau}) = \frac{v_{\epsilon}^2}{2g} 2\eta(1-\eta).$$

Тоді з рівняння (5.10) $\frac{v_{\tau}}{v_B} = \sqrt{1 - \frac{2g(h_{w\tau} + z_{\tau})}{v_B^2}}$, отримаємо

$$\eta^2 = 1 - \frac{\lambda s}{2R_o} \eta(1+\eta) - 2\eta(1-\eta)$$

або

$$\eta \frac{\lambda s}{2R_o} = 1 - \eta.$$

Звідси

$$\eta = \frac{v_{\tau}}{v_{\epsilon}} = \frac{1}{1 + \frac{\lambda s}{2R_o}}. \quad (5.12)$$

Необхідно розрізняти також первинні і вторинні вири.

Первинні вири мають безпосередній контакт з річковим потоком. Вторинні вири збуджуються контурними течіями вирів первинних. Завдяки зазначеному швидкості течії по контуру первинних вирів у середньому майже в два рази більші за швидкості течії вторинних вирів.

Виконані дослідження дають можливість визначити для перших наближень наступні величини швидкостей течії у двох найбільш важливих і широко

застосовуваних схемах каналів (підвідних).

У табл. 5.1 для випадків режиму водообміну ($M=M_1$) і перехідного режиму ($M_1 < M < M_2$) подаються наближені значення швидкостей в області первинного (індекс в) і вторинного (індекс г) вирів. Ці швидкості подані для прямої і зворотної (індекс о) гілки. Швидкості по транзитному струменю в загальному випадку повинні встановлюватися розрахунком за запропонованою вище методикою. Для дуже грубих прикидок вони можуть бути оцінені за відповідними швидкостями у прямих гілках вирів.

Таблиця 5.1- Наближенні значення швидкостей в області первинного і вторинного вирів

Схема ковша	Режим (значення критерію М)	Первинний вир			Вторинний вир	
		$\frac{v_B}{v_a}$	$\frac{v_{B,o}}{v_B}$	$\frac{v_{B,o}}{v_a}$	$\frac{v_G}{v_a}$	$\frac{v_{G,o}}{v_a}$
Заглиблений в берег, те саме, $\varphi \approx 135^\circ$	≤ 0.044	0.4–0.5	0.53	0.22–0.27	0.22–0.27	0.11–0.14
	$0.044 \div 0.0132$	0.6–0.9	0.53	0.32–0.5	0.32–0.5	0.17–0.27
З низовим входом	$\leq 0.137 + 0.137 - 0.32$	0.5	0.53 + 0.53	0.27	0.14	0.075
		0.5–0.9		0.27–0.6	0.14–0.32	0.075–0.17

5.2 Гідравлічні характеристики потоку, що формується в підвідних і транспортувальних каналах

Вири, що формуються в підвідних каналах різних типів, є одним з найбільш характерних елементів їхнього гідравлічного режиму. Як показують дослідження й елементарний динамічний аналіз, у зонах вирів можуть бути дуже різні течії. У зв'язку з цим видається доцільною деяка класифікація вирів з виявленням найбільш характерних відмінностей одного типу від інших.

Варто розрізняти насамперед плоскі вири (рис. 5.1,а) і тривимірні форми (рис. 5.1,б) циркуляцій.

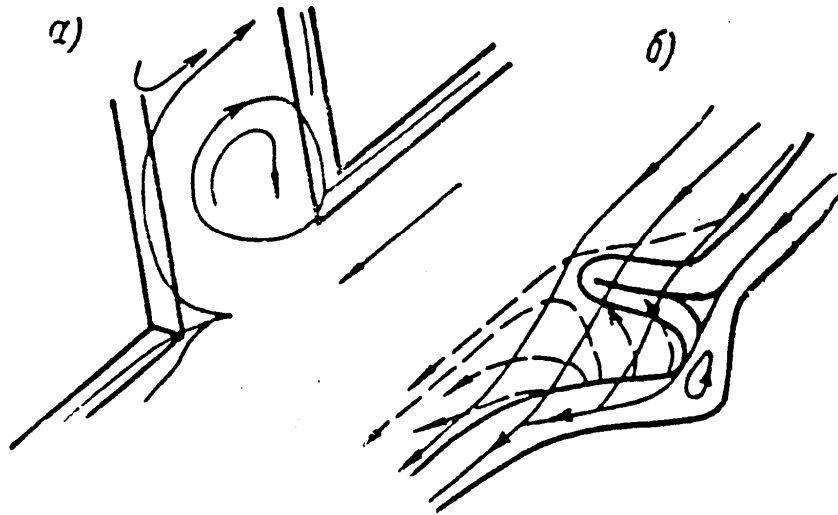


Рисунок 5.1 - Циркуляція на вході в канал

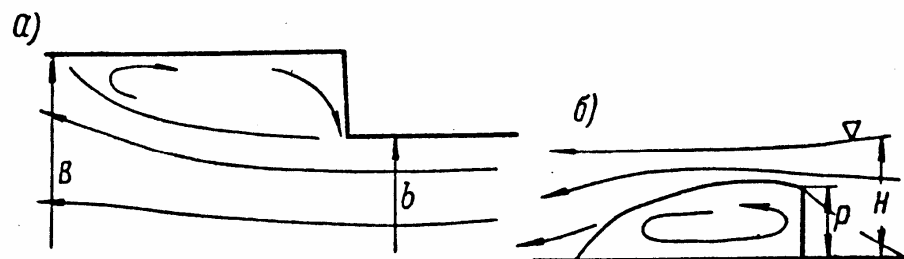


Рисунок 5.2 - Плоскі циркуляції на вході в канал

До останніх необхідно віднести гвинтові, і гвинтоподібні течії, що виникають за навскісними порогами і шпорами, а також вихрові шнури, що виникають біля бортів, біля різного роду перешкод течії тощо.

Плоскі форми циркуляції (рис. 5.2) необхідно характеризувати, крім того, найменуванням вектора нормалі до площини, у якій розвивається обертання. Так, наприклад, на (рис. 5.2,а) наявна z - циркуляція (у плані), а на (рис. 5.2,б) y -

циркуляція (у поздовжньому перерізі).

Як показали досліди і виконаний вище динамічний аналіз, вири варто розрізняти і за їх найважливішими динамічними особливостями. За цією ознакою вири необхідно поділяти на чотири групи:

- вири, збуджувані на контакті з потоком, що не розширюється чи слабо розширюється;
- вири, збуджувані на контакті з потоком, що різко розширюється;
- вири, збуджувані на контакті з потоком, що різко звужується;
- вири, що виникають на контакті з такими потоками, які спочатку звужуються й утворюють переріз найбільшого стиснення, а потім розширюються.

Перший тип вирів при малих значеннях параметра $M = \frac{V_k}{V_a}$ являють собою контурні чи струмені чи струми, що повторюють значною мірою форми зовнішнього твердого контуру каналу чи кишені й у центральній частині іноді мають майже нерухомі маси води (рис. 5.3, а і г).

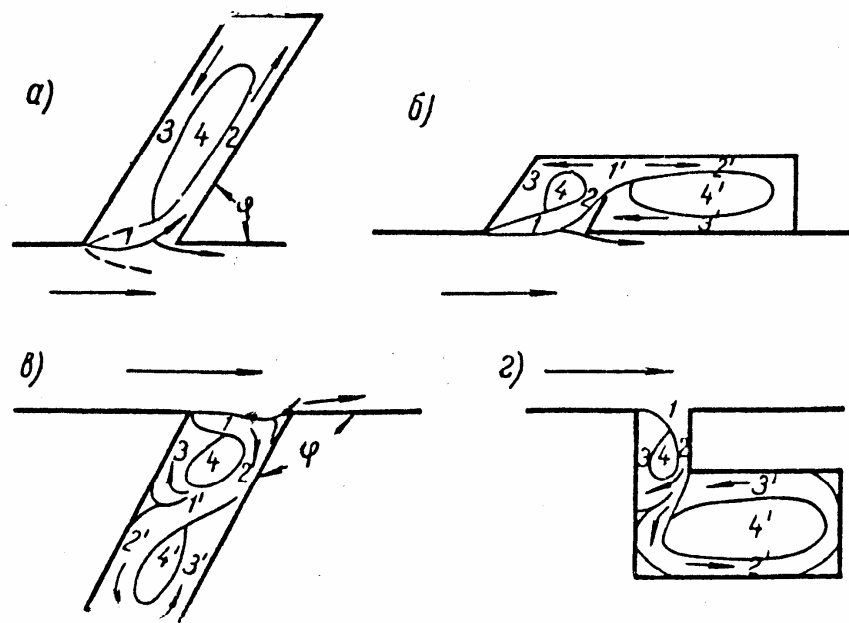


Рисунок 5.3 - Схема контурних течій в ковшах різних форм

1 – зона збудження контурних течій; 2 і 3 – контурні течії, 2' і 3' – те саме, вторинні; 4 і 4' – середня малорухома область

Особливо помітна різниця між контурними течіями і центральною малорухомою зоною в ковшах і каналах, утворених укісними стінками. Зафіксовано випадки, коли в каналі, утвореному укісними стінками, циркуляція спостерігалася тільки на частині глибини [3].

Другий тип вирів у каналах з низовим входом, частково чи цілком висунутим у русло. Ці вири характерні своєю значною довжиною, що досягає 6-10 ширин виру.

Довжина цих вирів змінюється зі зміною параметра $M = \frac{v_{к.1}}{v_a}$. При значеннях цього параметра, що дорівнюють нулю, вир має звичайно найбільшу довжину; швидкість на контакті з потоком у перерізі малого діаметра виру в цьому випадку дорівнює половині швидкості течії в руслі, тобто $v_m = \frac{v_a}{2}$. Найбільша швидкість у зворотній гілці на тім самім діаметрі дорівнює $0.18v_a$. При здійсненні відбирання з області такого виру, тобто при збільшенні параметра M від 0 до 0.137 (у межах режиму водообміну), транзитний струмінь розташовується по контуру виру, не змінюючи його розмірів, а змінюючи тільки швидкості в зворотній гілці. Вони зростають відповідно від $0.18 v_a$ до $0.5 v_a$.

При подальшому збільшенні водовідбирання і, отже, параметра M до M_2 , що дорівнює 0.32, швидкості в зворотній гілці продовжують зростати, а довжина виру починає зменшуватися.

При параметрах $M > M_2 = 0.32$ течія набуває вигляду, показаному на рис. 5.5, в, при якому вир розглянутого типу перетворюється у вир нового типу, розглянутий нижче.

Сказане дозволяє відзначити, що розглянутий вир спостерігається тільки при режимі водообміну і при переході до режиму розподілу. Останній супроводжується уже виром нового типу.

Вири, що виникають на вході в ковші і канали при значних водовідбираннях з потоку, являють собою четверту характерну групу чи тип

вирів. Потоки, що обтікають вири цього типу, спочатку мають прискорену течію і деяке стиснення, і лише після цього вони розширюються з частковим відновленням своєї кінетичної енергії. Вири цього типу розташовані в областях найменших п'єзометричних тисків. Вони характерні інтенсивною циркуляційною течією і високим водообміном з потоком, що їх обтікає, і спостерігаються при режимі розподілу. На відміну від циркуляцій чи вирів першого типу, вони меншою мірою пов'язані з формами твердого контуру ковша й більшою - з формами потоку, що їх обтікає. Часто вони розташовуються по обидва боки транзитного струменя в шаховому порядку (рис. 5.4).

Водообмін таких вирів залежить від числа $M = \frac{v_k}{v_a}$, як це з'ясовано вище.

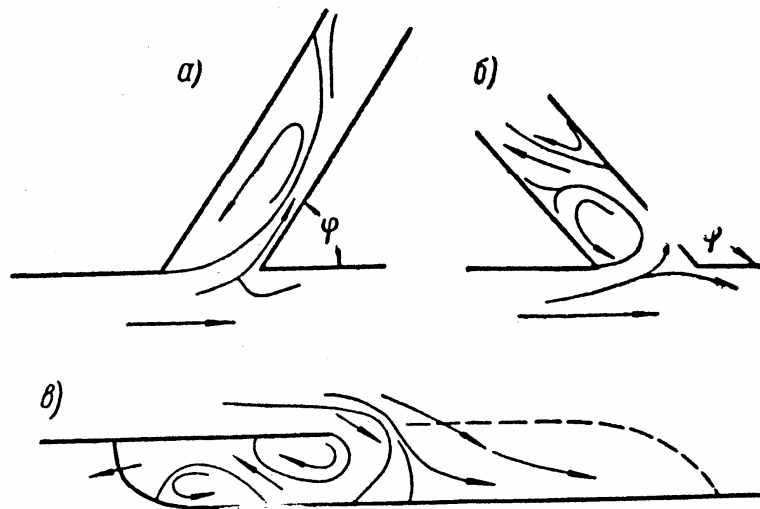


Рисунок 5.4 - Вири, що виникають біля стиснених перерізів транзитних струменів

Вири третього типу, які виникають на контакті з потоком, що різко звужується (рис. 5.5), звичайно розташовуються в областях підвищеного тиску. Завдяки цьому їм властиві дві наступні особливості:

- по-перше, циркуляційна течія у ковшах і в цьому випадку супроводжується більш значним уклинюванням поверхневих мас потоку, що набігають на ківш, і відповідно до цього витіканням з ковша придонних мас води;

- по-друге, завдяки зазначеному нагнітанням в ківш поверхневих мас потоку, що набігає, дуже часто виникає коливальний режим течій біля входу. Останній характерний тим, що за деякий період часу в ківш чи канал втікає значно більше води, ніж забирається з ковша і внаслідок цього рівень у ковші тимчасово підвищується. При деякій висоті останнього втікання в ківш припиняється і навіть виникає деяке витікання з ковша, у результаті чого рівень в останньому зменшується і викликає наступне значне втікання в ківш. У подібному коливальному змінному режимі можуть бути наявними значні витрати.



Рисунок 5.5 - Вири, що виникають біля різких звужень потоку

5.3 Керування гідравлічним режимом усередині підвідного каналу-ковша

При керуванні гідравлічним режимом усередині підвідного каналу найчастіше виникають два характерних завдання:

- а) потрібно домогтися найбільш значного розширення транзитного струменя на якомога меншій його довжині;
- б) потрібно зменшити розміри в плані, що займаються первинним вихором, безпосередньо взаємодіючим з річковим потоком.

Перше з зазначених завдань може виникати при необхідності поліпшення режиму в каналі в періоди повені і межені. Друге ж звичайно виникає тільки при

поліпшенні режиму в періоди інтенсивного руху наносів, тобто звичайно в повінь.

Слід зазначити, що рішення обох завдань у більшості випадків може досягатися заходами того самого виду. У зв'язку з цим доцільно розрізняти керування транзитними струменями в каналі у період повені й у періоди межені.

У періоди межені керування режимом транзитного струменя здійснюється звичайно за допомогою струмененапрямних виступів і граней, що влаштовуються на укосах низового борта входу в канал або ківш. Ідея їхньої будови з'ясовується на наступних прикладах.

1. Ківш на р. Ангари був запроектований за схемою, наведеною на рис. 6-7,а. Розподільна точка течій А розташовувалася в цьому випадку таким чином, що створювала посилену течію уздовж берегового укосу ковша, біля якого і розташувався транзитний струмінь. Уся ж порожнина ковша виявлялася зайнятою первинним виром, взаємодіючим з річковим потоком.

З улаштуванням біля низового борта струмененапрямого виступу В транзитний струмінь перемістився до укосу річкової дамби, утворивши невеликий первинний вир І і дещо більший вторинний ІІ (рис. 5.6,б). Розширення транзитного струменя при цьому виявилось більш значним.

2. Аналогічна ситуація виникала і на ковші, що влаштовується на р. Томь (рис. 5.7). І тут улаштування струмененапрямого виступу В призвело до більш інтенсивного розширення транзитного струменя і до утворення двох малих вирів І і ІІ замість одного великого, що формувався раніше.

3. При побудові ковша з низовим входом, висунутого в русло річки (рис. 5.8,а), часто виявляється необхідним обмежувати відстань, з якої спостерігається підсмоктування в ківш по транзитному струменю. У цих випадках струмінь може бути повернутий на більш близькій відстані за допомогою виступу типу шпори В₁ (рис. 5.8,б).

Якщо при цьому виявиться необхідним зменшити площу, зайняту первинним виром, і підсилити інтенсивність розширення транзитного струменя, то іноді може бути корисною побудова другого виступу-шпори В₂ (рис. 5.8,в), що влаштовується ближче до входу в ківш.

Узагальнюючи наведені приклади, можна сказати, що керування транзитними струменями в каналі в періоди межені досягається підбором необхідних форм низового борта входу. На останньому найчастіше доцільно влаштовувати струмененапрямний виступ, що виключає формування великого первинного виру і переводить транзитний струмінь до верхового борта. Пов'язане з таким переміщенням транзитного струменя його двостороннє розширення завжди супроводжується досить значним зменшенням швидкостей.

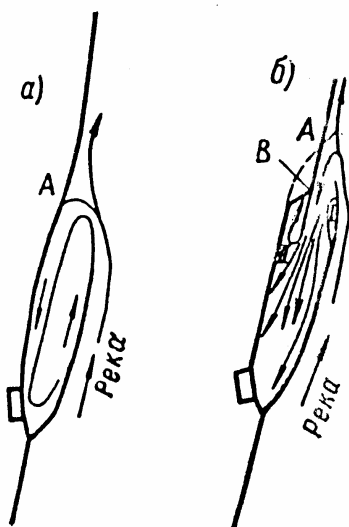


Рисунок 5.6 - Зміна течій в ковші на р. Ангари при улаштуванні на вході струмененапрямого виступу
а – без виступу; б – з виступом

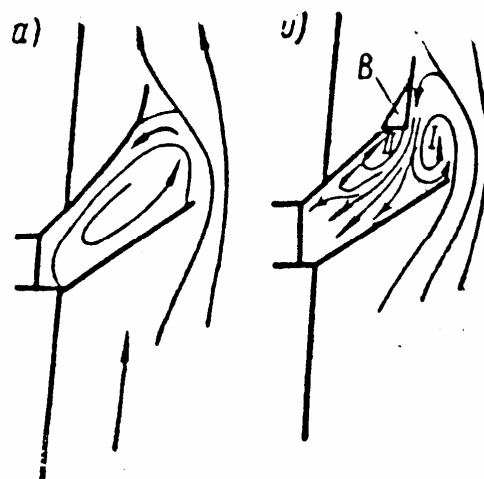


Рисунок 5.7 - Зміна течій в ковші на р. Томі при улаштуванні на вході струмененапрямого виступу
а – без виступу; б – з виступом

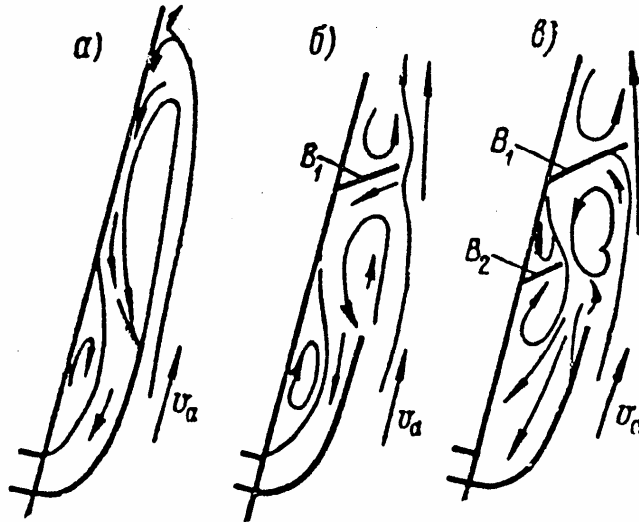


Рисунок 5.8 - Зміна течій на вході в ківш за допомогою шпор

Відзначимо тут ще раз, що аналогічна задача по керуванню режимом транзитних струменів розв'язувалася І.А.Забабуріним [11], що розробив формулу для розрахунку струмененапрямних граней на низовому борті входу.

Тут варто відволіктися і навести дослідження І.А.Забабуріна з гідравліки ковшів, що є аналогами підвідних каналів Придунайських озер.

І.А.Забабурін при вивченні гідравліки ковшів виходив із основних положень, висловлених Н. Г. Малишевським. Останній стверджував, що ковші призначені для забезпечення водопостачання в зимовий період; більш сприятливий режим у ковшах спостерігається при кутах відводу $\varphi > \pi/2$; підсмоктування в ківш спостерігається неподалік від низового борта входу, відсмоктування - від верхового; при швидкостях течії в основному потоці < 0.1 м/сек вири в ковші не виникають; виникнення вирів на вході викликається ежектуючою властивістю струменів води основного потоку. І.А.Забабурін вважає, що відносне водовідбирання у ківш Q_v/Q не є достатньою характеристикою режиму в ковші і що більш зручно вважати такою відношення v_k/v_b середніх швидкостей у ковші й у береговій частині русла. Для ковшів, заглиблених у берег, І.А.Забабурін вважав вплив φ не вирішальним, припускаючи, що контури входу

завжди можна підібрати так, що режим у ковші виявиться практично однаковим. Однак подібними допоміжними заходами неможливо змінити основну особливість режиму ковшів - утворення вирів на їхньому вході.

І.А.Забабурін увів поняття про критичне значення відношень $v_k/v_b = R_{кр}$, при якому вир на вході, охоплюючи ще всю акваторію ковша, починає займати меншу площу в плані. Це відношення він визначив наступними емпіричними залежностями:

$$R_{кр} = 0.063 \frac{h}{b} + 0.056 \quad \text{для } 180 > \varphi > 120^\circ;$$

$$R_{кр} = 0.086 \frac{h}{b} + 0.066 \quad \text{для } 120 > \varphi > 60^\circ;$$

$$R_{кр} = 0.068 \frac{h}{b} + 0.1 \quad \text{для } 60 > \varphi > 0^\circ.$$

За І.А.Забабурінім при $R > R_{кр}$ вир буде мати обмежені розміри, а при $R < R_{кр}$ циркуляцією буде охоплена вся акваторія водоприймального ковша.

Для вирів у ковші обмеженого розміру, тобто при $R > R_{кр}$ І.А.Забабурін знайшов співвідношення між їхньою довжиною l_0 і шириною b_0 в наступному вигляді:

$$\frac{l_o}{b_o} = (4.5 \div 5.5)(1 - e),$$

де ε - коефіцієнт стиснення, узятий для вхідного перерізу ковша й обумовлений із співвідношень

$$e = \frac{0.105}{1.66 - \frac{h}{b}} \left[\left(1.96 - \frac{h}{b} \right) 8.85 - \frac{v_{\bar{o}}}{v_{\kappa}} \right] \text{ для } 180^\circ > \varphi > 120^\circ;$$

$$e = \frac{0.18}{2 - \frac{h}{b}} \left[\left(2.28 - \frac{h}{b} \right) 5.65 - \frac{v_{\bar{o}}}{v_{\kappa}} \right] \text{ для } 120^\circ > \varphi > 60^\circ;$$

$$e = \frac{0.41}{3.6 - \frac{h}{b}} \left[\left(2.78 - \frac{h}{b} \right) 3.94 - \frac{v_{\bar{o}}}{v_{\kappa}} \right] \text{ для } 60^\circ > \varphi > 0^\circ.$$

Довжину l_0 І.А.Забабурін пропонує вважати не робочою. Для зменшення розмірів вирів і вирівнювання течій у ковші І.А.Забабурін пропонує зрізати низовий борт на довжині s під кутом α до низового борта. Для величин s і α ним же подаються наступні співвідношення:

$$\alpha = 30^\circ + 0.167 \varphi \text{ і } s = b \cos \frac{\varphi}{2} \text{ при } \varphi \leq 90^\circ;$$

$$\alpha = 78^\circ - 0.367 \varphi \text{ і } s = b \cos \frac{180 - \varphi}{2} \text{ при } \varphi \geq 90^\circ.$$

У наведених співвідношеннях h - глибина в ковші, b - середня ширина живого перерізу ковша.

А.К.П'язоке розглядав гідравлічний режим входу в ківш і вплив на нього водозабору, елементів ковша і русла. А.К.П'язоке, як і П.Н.Белоконь [3], визнав за необхідне виділити ковшовий режим, подібний до режиму кишені, улаштованої в березі. Автор використав ряд даних по річкових ковшах-затонах і на їх підставі стверджує, що «у природі ковшів із входом за течією немає», що більш стійкі і довговічні «гирлові ділянки відмерлих проток (стариці)» і що «такі ковші-затони можуть зберігатися десятки років». У зв'язку з цим він рекомендує кути відводу $\varphi = 140-170^\circ$, зауважуючи, що для таких ковшів водообмін з річковим потоком менший, ніж для верхових ковшів у кілька разів.

Повертаючись до завдань з керування режимом транзитних струменів,

відзначимо, що такі самі заходи можуть застосовуватись і в періоди паводків і повеней. Однак конструктивне здійснення струмененапрямних виступів і площин у цьому випадку ускладнене значними розмірами споруд за висотою. Тому в паводковий період зручніше за все керувати транзитними струменями за допомогою бортових струмененапрямних стінок.

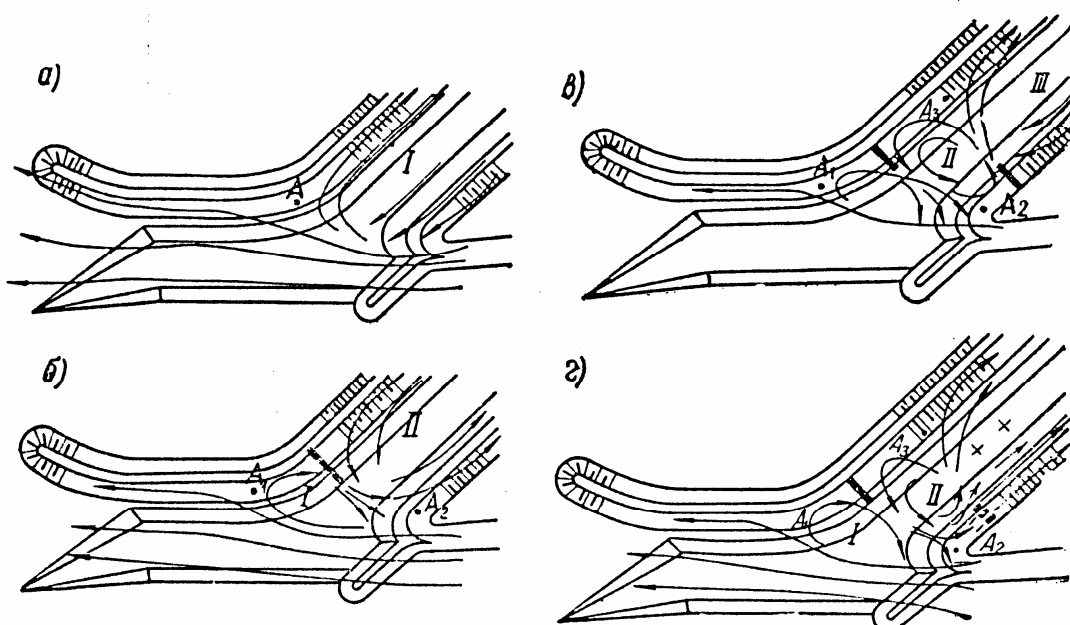
Останні в принциповій схемі являють собою найпростішу забральну стінку, що перекриває частину перерізу ковша, яка лежить над укосом низового борта входу в ківш і має ширину, котра приблизно дорівнює $2/3$ закладення укосу. Такі бортові стінки можуть бути суцільними і наскрізними.

На рис. 5.9 показані форми входної частини водоприймального ковша, отримані в результаті лабораторних досліджень. На низовому борті входу в ківш, як видно з цього рисунка, встановлено суцільну забральну стінку, а на верховому борті - наскрізну. Кожна зі стінок перекриває приблизно близько 60% закладення відповідних укосів. Течії, що досягаються за допомогою цих форм входу і бортових струмененапрямних стінок у ківші, показані на (рис. 5.9, г). У період межені транзитний струмінь на підході до входу одержує напрямок течії прямо протилежний напрямку течії в річці. Перед самим входом у ківш транзитний струмінь разом зі зворотними контурними струменями виру віялоподібно розвертається біля оголовка верхової дамби, що не заливається. При такому підводі транзитного струменя й інтенсивному його розширенні тільки біля низового борта виникає невеликий вир. Втікання в ківш виявляється цілком задовільним.

У період повеней точка розподілу течій А розташовувалася біля низового борта входу (рис. 5.9, а) так, що вся порожнина ковша охоплювалася одним великим виром. Установлення бортової стінки на низовому борті входу (рис. 5.9, б) розчленовувало цей вир на два I і II, так що в цьому випадку ківш охоплювався також одним виром, але вторинним, безпосередньо не взаємодіючим з річковим потоком.

Установлення суцільної бортової стінки й біля верхового борта (рис. 5.9, в) зменшувало розміри вторинного виру II, але не виключало формування в ківші

виру III. Для виключення останнього виявилось достатнім верхову бортову стінку зробити наскрізною (рис. 5.9, г). У результаті цього частина транзитного струменя, пройшовши ґрати бортової стінки і зменшивши швидкість течії, направилася уздовж верхового укосу ковша, а частина струменя відхилилася до низового укосу ковша, одержавши також менші швидкості. У результаті цього вири зникли, по осі ковша виникли дуже слабкі поступальні течії і швидкості, а біля урізу води в ковші виникли контурні течії з дещо більшими швидкостями.



а – без бортових стінок; б – з одною бортовою стінкою; в – з двома суцільними бортовими стінками; г – з двома бортовими стінками

Рисунок 5.9 - Зміна умов втікання у водоприймальний ківш за допомогою бортових стінок

Як видно, така система впливу на транзитний струмінь дозволяє різко

зменшити величину швидкостей течії на відносно невеликій довжині. Ефект виявляється настільки значним, що в деяких аналогічних випадках варто розглядати питання про можливість завалу входу завислими наносами, що відклалися в повінь. У даному випадку ця небезпека невелика з двох причин: з одного боку, мутність води в річці відносно невелика, а з іншого, найбільш крупна завись дією верхової дамби, що заливається в повінь, відхиляється від входу в ківш у бік річкового потоку.

Низова шпора спрямовує також транзитний струмінь по осі ковша і до внутрішнього укусу річкової дамби. При такому введенні струмені швидкості в ковші знижуються до 16 см/сек. при швидкостях у річці 1.4 м/сек.

При відсутності бортової стінки в період повені течія в ковші характеризується рис. 5.10. Майже вся акваторія ковша охоплюється одним первинним виром, взаємодіючим з річковим потоком. Швидкості в ковші мають величини 0.5-0.9 м/сек. При установленні бортової стінки на укосі низового борта входу у ківш режим транзитного струменя змінюється. Швидкості в ковші на підході до водоприймача знижуються до 0.2 м/сек, первинний вир набуває невеликих розмірів. Дуже характерно, що при влаштуванні біля голови річкової дамби ковша шпори, що заливається в повінь, виникає відсмоктування донних струменів з області первинного виру і викид їх у річковий потік.

Можна відзначити також, що зниження відмітки гребеня на частині довжини річкової дамби ковша (рис. 5.11) у період проходження розрахункових максимальних витрат дозволяє додатково зменшити швидкості течії по транзитному струменю до 0.09 м/сек, тобто вдвічі. При цьому анітрохи не погіршуються умови проходження біля ковша транзитного льоду.

Як відзначалось, рис. 5.11 дає уявлення про удосконалений вхід у ківш.

На завершення необхідно відзначити, що в окремих випадках, коли у водоприймальному ковші необхідно забезпечувати досить високий ступінь просвітлення води від наносів, може виявитися доцільним і встановлення регулятора на вході (рис. 5.12). У цьому випадку вхідний переріз ковша в більшій своїй частині виявиться перекритим забральною стінкою, що виключає

безпосередню взаємодію з річковим потоком.

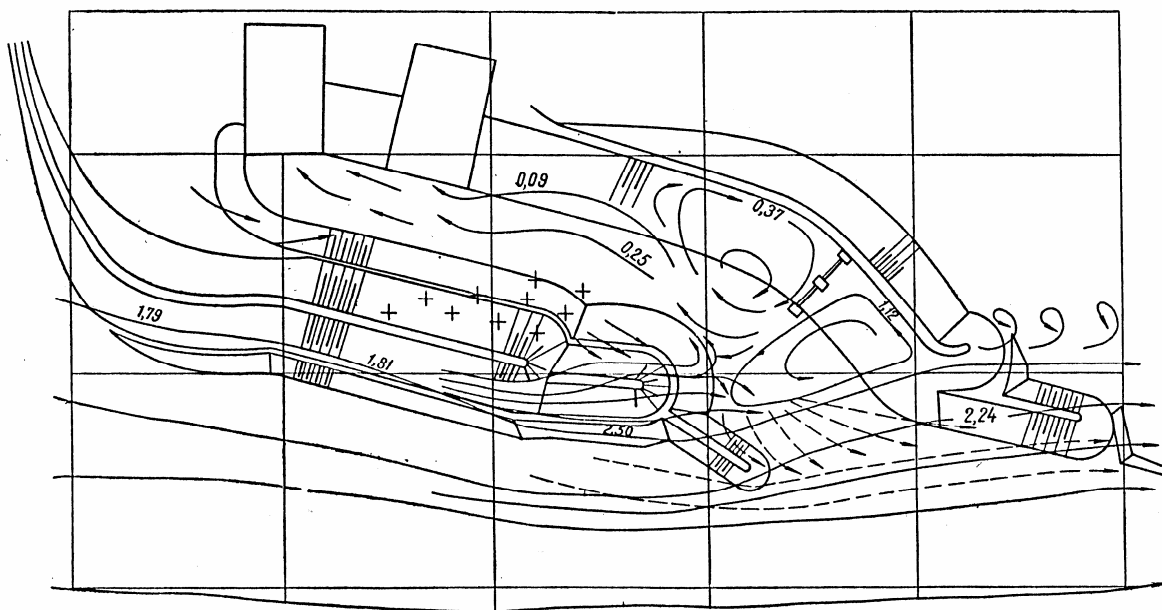


Рисунок 5.10 - Течії на вході в ківш за відсутності струмененапрямних споруд

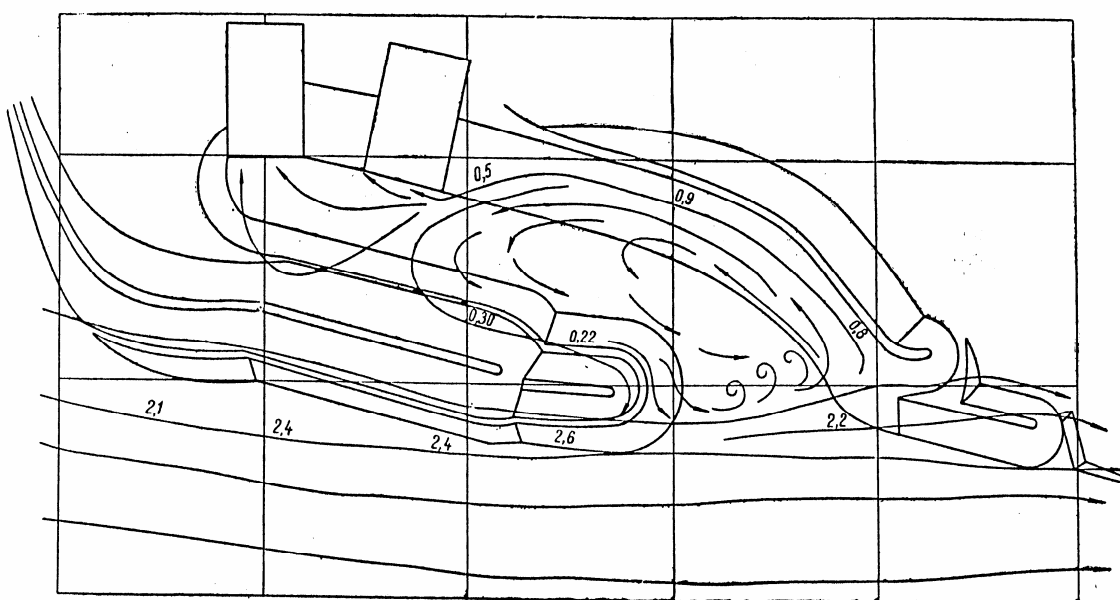


Рисунок 5.11 - Зміна течій на вході в ківш за допомогою шпор і бортових стінок

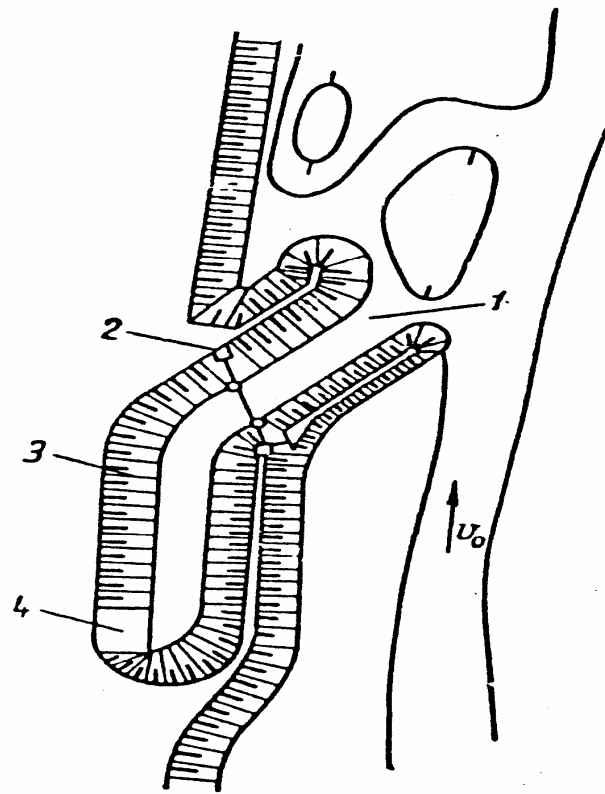


Рисунок 5.12 - Ківш-відстійник зі шлюзом-регулятором на вході
1 – самопромивний вхід; 2 – шлюз-регулятор; 3 – відстійник; 4 – насосна станція

6 ОСОБЛИВОСТІ ЗАМУЛЕННЯ ПІДВІДНИХ І ТРАНСПОРТУВАЛЬНИХ КАНАЛІВ І ПРОСВІТЛЕННЯ В НИХ ВОДИ

6.1 Зведення теоретичних характеристик завислих наносів річок до умов підвідних і транспортувальних каналів Придунайських водосховищ

1. Зменшення швидкостей течії перед водоприймачем, здійснюване підвідним каналом як засобом боротьби з шугольдовими перешкодами, змінює умови транспортування завислих наносів і робить канал своєрідним відстійником незалежно від того, потрібно деяке просвітлення води в ньому чи ні. Внаслідок цього питання замулення наносами й очищення їх від осадків, що накопичуються, виявляються надзвичайно злободенними і важливими. При цьому ступінь гостроти цих питань тим вищий, чим більші величини мутності води в річці і витрати, що забираються, а також чим менш сприятливий гідравлічний режим створюється в підвідному каналі.

2. Боротьба з донними наносами на підвідних каналах вирішується вибором місця водозабору і типу ковша, а також призначенням відповідних конструктивних форм і розмірів вхідної його частини. Більшість цих питань успішно вирішується за загальними правилами руслової гідротехніки. Що стосується типу і конструктивних форм ковша, то і вони в принципі вирішені і знайдені практикою, хоча тут і не виключається можливість подальшого удосконалення.

Боротьба з завислими наносами до останнього часу обмежувалася лише простим видаленням осадків, виконуваним не завжди систематично й успішно. В останні роки знайдені заходи боротьби з так званим надлишковим замуленням ковшів, обумовленим водообміном з річковим потоком. Була також розроблена методика наближеного розрахунку процесу випадіння наносів у ковшах з дамбами, що не заливаються, яка коротко викладається нижче.

3. Підвідні канали є дуже своєрідними горизонтальними відстійниками з вигадливим і нерівномірним розподілом швидкостей по їх поперечному перерізу. Режим течій, що фактично спостерігається, у каналах виявляється таким, який не допускається у відстійниках звичайних типів. Унаслідок цього способи розрахунку відстійників, розроблені М.А.Великановим і А.П.Зегжда, Д.Я.Соколовим, А.Н. Гостунським, В.Б.Дульневим і А.Г.Хачатряном, не можуть бути використані без істотних корективів для розрахунку подібних каналів-ковшів.

Проте найважливіші ідеї і пропозиції перерахованих авторів нижче використовуються стосовно до особливостей гідравлічного режиму в ковшах. Так, наприклад, разом з Д.Я.Соколовим вважаємо, що частка зависі в турбулентному потоці випадає на дно так само, як і в ламінарному потоці. Різниця полягає лише у факті розсіювання часток, що випали, і спостерігається завжди в турбулентному потоці й оцінюється, при необхідності в цьому, за М.А. Великановим й А.П. Зегжда [12] чи за В.Б. Дульневим.

Разом з А.Н. Гостунським і А.Г. Хачатряном [28] для характеристики складу зависі нижче вводяться спеціальні функції розподілу, не настільки складні, як в А.Н. Гостунського, і не настільки спрощені, як в А.Г. Хачатряна, але також пов'язані з гідравлічним режимом (швидкістю течії) річки. На відміну від довгих відстійників іригаційних систем порівняно дуже короткі водоприймальні ковші не потребують введення в розрахунки спеціальної характеристики транспортувальної здатності потоку. Це положення може бути виражене й інакше: при розрахунку каналів транспортувальна здатність транзитного потоку (струменя) в ковші на підході до водоприймача може вважатися такою, що дорівнює нулеві.

На відміну від усіх інших способів при розрахунку поведінки зависі в каналах і ковшах доводиться розглядати і такі специфічні питання, як просвітлення води в потоках транзитних струменів, механізм надлишкового замулення ковшів тощо.

6.2 Характеристики складу завислих наносів річок

Г. І.Шамов пропонував характеризувати склад завислих наносів за сумарним вмістом фракції з діаметром $d \leq 0.05$ мм. За цією ознакою вводилися в розгляд наступні чотири групи річок, що характеризувалися відсотком вмісту цих фракцій: I група ≥ 90 %; II група – 75 %; III група – 50 % і IV група ≤ 50 %.

Склад річкових наносів найчастіше зображується графічно в логарифмічних координатах, а іноді й у звичайних прямокутних координатах p у % і d у мм. У цьому випадку крива складу поділяє прямокутник, утворений лініями $p=100$ % і $d=d_{\text{макс}}$, на частини, що залежать від складу зависі.

Для розглянутих нижче розрахунків зручніше за все склад зависі характеризувати кривими, побудованими в безрозмірних прямокутних координатах p і σ/σ_m , що змінюються від 0 до 1 (рис. 6.1).

У цьому випадку будь-який склад зависі буде характеризуватися параметром σ_m , що являє собою найбільшу гідравлічну крупність суміші, і параметром складу суміші m . Останній дорівнює відношенню площі криволінійної трапеції B розташованої нижче кривої, до площі криволінійного трикутника A , розташованого вище тієї ж кривої, тобто $m = \frac{\text{пл. } B}{\text{пл. } A}$.

Найпростіше математичне вираження складу суспензії буде мати місце при використанні степеневих функцій виду

$$p = \left(\frac{\sigma}{\sigma_m} \right)^{1/m}. \quad (6.1)$$

Ступінь їхньої відповідності натурним даним видно з рис. 6.1. Він цілком достатній для точності розглянутих нижче розрахунків.

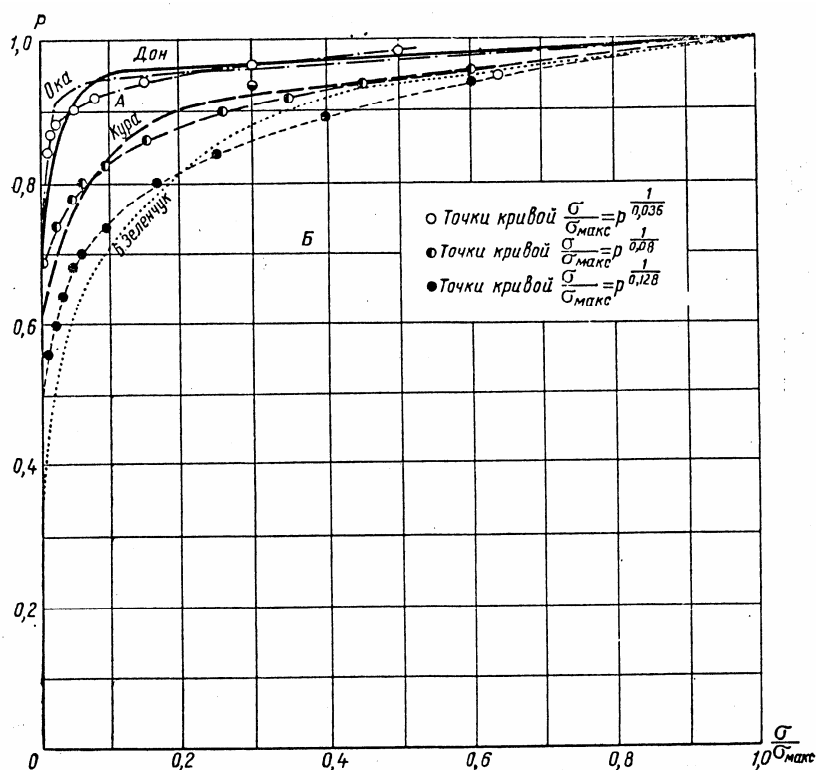


Рисунок 6.1 - Натурні і розраховані за степеневими функціями криві складу
завислих наносів

У деяких випадках, однак, може виявитися доцільним використання більш точної, але і більш складної функції виду

$$p = \left[\left(\frac{\sigma}{\sigma_m} \right) e^{1-\sigma/\sigma_m} \right]^{2/m}, \quad (6.2)$$

у якій параметри m і σ_m мають колишні значення.

Порівняння натурних кривих з кривими за (6.1) і (6.2) приведено на рис. 6.2, а.

З цього порівняння видно, що криві типу (6.2), принаймні в окремих випадках, можуть дуже добре описувати натурні склади зависі.

Наведеним інтегральним кривим складу зависі відповідають і цілком визначені криві розподілу. Для простої степеневі залежності крива розподілу виражається формулою

$$\frac{dp}{d\left(\frac{\sigma}{\sigma_m}\right)} = \frac{p}{m \frac{\sigma}{\sigma_m}}, \quad (6.3)$$

а формулі (6.2) відповідає крива розподілу, що виражається залежністю

$$\frac{dp}{\left(\frac{\sigma}{\sigma_m}\right)} = \frac{2p}{m \left(\frac{\sigma}{\sigma_m}\right)} \times \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_m}\right). \quad (6.4)$$

Вигляд цих кривих розподілу ілюструється рис. 6.2,б. Множачи обидві частини рівнянь (6.3) і (6.4) на $\left(\frac{\sigma}{\sigma_m}\right)$, можна одержати криві гідравлічної значимості фракції в суміші

$$\frac{dp}{d\sigma} \sigma = \frac{p}{m}, \quad (6.5)$$

$$\frac{dp}{d\sigma} \sigma = \frac{2p}{m} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_m}\right). \quad (6.6)$$

Площі, що обмежуються цими кривими (рис. 6.2,в), унаслідок того що

$$\Omega = \int_0^1 \left(\frac{dp}{d\sigma} \sigma \right) d\left(\frac{\sigma}{\sigma_m} \right) = \int_0^1 \left(\frac{\sigma}{\sigma_m} \right) dp = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_m},$$

і визначеного масштабу виражають величину середньої гідравлічної крупності суміші.

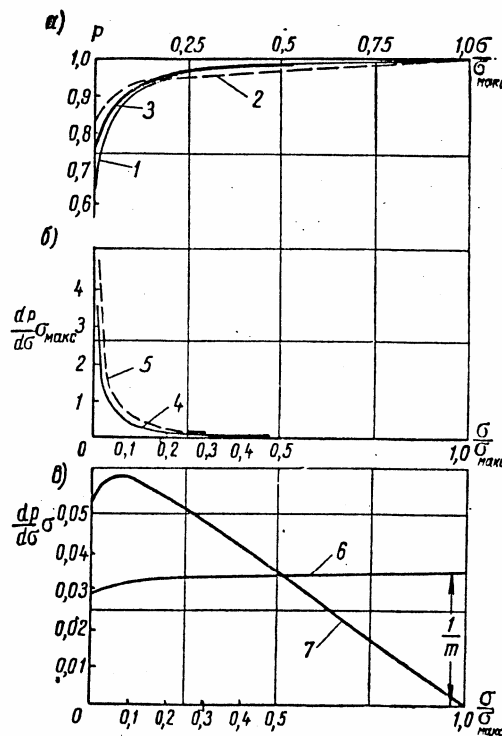


Рисунок 6.2 - . Співставлення кривих складу зависі, що даються вимірюваннями і в натурі і наближеними формулами

а – інтегральні криві складу; б – криві розподілу; в – криві гідравлічної значимості фракцій зависі; 1 – за натурними даними; 2–7 – відповідно за формулами (6.1)–(6.6)

Ці площі лише приблизно дорівнюють одна одній, тому що криві складу, що лежать у їхній основі, з різним ступенем наближення описують даний склад суміші.

Таким чином, шляхом безпосереднього інтегрування рівнянь (6.5) і (6.6) можна одержати вираження для середньої гідравлічної крупності суміші.

Для випадку кривої (6.1) ця формула має дуже простий вигляд

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_m}{m+1}. \quad (6.7)$$

Для кривої (6.2) формула має вигляд ряду, що швидко сходиться

$$\bar{\sigma} = \sigma_m \left[1 - \frac{m}{2+m} - \frac{m}{(2+m)(1+m)} \right]. \quad (6.8)$$

Усі зазначені формули можуть бути прив'язані до гідравлічного режиму потоку в такий спосіб. Виходячи з даних, середня швидкість поперечного турбулентного перемішування в потоці біля дна дорівнює динамічній швидкості u_* , величина якої може бути визначена за формулою

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C} v,$$

або, більш грубо, з рівняння

$$u_* = k \nu \approx 0.08 \nu.$$

Із закономірності розподілу зависі за глибиною потоку випливає, що фракції наносів, які характеризуються величиною відношення $\frac{\sigma}{u_*} \geq 0.5$, при сучасних способах відбору проб на мутність у складі зависі зустрінуті не будуть. Це дає можливість приблизно вважати, що

$$\sigma_m = \frac{u_*}{2} = \frac{\sqrt{g}}{2C} v \approx 0.04 \nu, \quad (6.9)$$

де C – коефіцієнт Шезі.

Знаючи σ_m , величину параметра m легко знайти в такий спосіб:

- 1) будується крива складу в координатах ρ і $\frac{\sigma}{\sigma_m}$, що змінюються від 0 до 1;
- 2) визначаються площі елементів, що відтинаються побудованою кривою в осей координат;
- 3) береться відношення площі, відсіченої від осі $\frac{\sigma}{\sigma_m}$, до площі, відсіченої від осі ρ , що і буде дорівнювати параметру m .

Узагальнення натурного матеріалу аналітичними вираженнями в першому наближенні доцільно виконувати степеневими функціями.

6.3 Теоретичні передумови зміни мутності по довжині транзитного струменя

Нехай у деякому перерізі транзитного струменя його поперечний переріз буде дорівнювати Hb , а швидкість у перерізі v_m . Виділимо з цього перерізу елементарний відсік струменя довжиною $d\rho$, так що на дно випадає кількість наносів $Q_\delta d\rho$. Це випадіння наносів відбувається через площу основи відсіку $b dx$ зі швидкістю, пропорційною середній гідравлічній крупності зависі

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_m}{m+1} \approx \frac{0.04 v_m}{m+1}, \quad \text{й у кількості, пропорційній мутності біля дна}$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 - \sigma / \sigma_m)^r}.$$

Таким чином, рівняння зміни мутності за довжиною струменя запишеться в такому вигляді

$$Q_\delta d\rho = -b dx \frac{0.04 v_m}{m+1} \cdot \frac{\delta_1 \rho}{(1 - \sigma / \sigma_m)^r}$$

або

$$\frac{d\rho}{\rho} = -\frac{0.04}{m+1} \delta \frac{dx}{H}.$$

Допускаючи, що коефіцієнт пропорційності $\delta = \frac{\delta_1}{(1 - \sigma / \sigma_m)^r}$ в першому наближенні може бути прийнятий величиною постійною за довжиною струменя, що для коротких відстійників типу водоприймальних ковшів припустимо, одержимо після інтегрування

$$\rho = \rho_0 e^{-\frac{0.04}{m+1} \delta \frac{x}{H}}, \quad (6.10)$$

де ρ_0 – мутність води в перерізах $x=0$ у кг/м^3 ;

m – параметр складу зависі;

δ – коефіцієнт, рівний за деякими даними вимірювань А.Г. Хачатряна в натурі ≈ 1.65 .

Можна відзначити, що значення $\delta=1.65$ визначене за даними вимірювань на початковій ділянці іригаційного відстійника, тобто на ділянці випадання переважно піску і пилу, що звичайно і спостерігається в каналах. У зв'язку з цим можна знайти, що в складі зависі, що забирається з ковша, будуть відсутні фракції з гідравлічною крупністю

$$\sigma \geq 0.04 v_a e^{-\frac{0.04m}{m+1} \delta \frac{x}{H}}, \quad (6.11)$$

де v_a – швидкість течії води в річці.

Більш розгорнута картина динаміки випадання зависі в транзитному струмені ковша може бути отримана наступним графоаналітичним способом.

Нехай у тому самому довільному перерізі, узятому на відстані x від входу, середня швидкість течії дорівнює v_m .

$$v_m = \frac{v_g}{1 + \frac{tg\beta}{bo} x_i}.$$

Оскільки вимірювання швидкостей задане, то можна визначити таку гідравлічну крупність σ_n , що до обраного перерізу за час t цілком випаде на довжині x_i , пройшовши по вертикалі шлях $H = \sigma_n t$.

Така крупність дорівнює:

$$\sigma_n = \frac{Q_g}{b_o x_i + \frac{tg\beta}{2} x_i^2} * . \quad (6.12)$$

На довжині x_i будуть також випадати фракції з гідравлічною крупністю більшою, ніж крупність σ_m , яка ще цілком проходить обраний переріз транзитом, причому

$$\sigma_m = a_o u_{*,x}, \quad (6.13)$$

де $u_{*,x}$ – динамічна швидкість у перерізі;

$$a_o = \frac{1}{2} \div \frac{1}{5}.$$

Зазначені значення коефіцієнта a_o визначені за даними натурних вимірювань А.Г.Хачатряна. Через велику амплітуду коливання цієї величини умовимося про запас приймати її менше значення. Тоді

$$\sigma_m = 0.2 u_{*,x} = 0.016 v_m. \quad (6.14)$$

Якщо по кривій складу зависі гідравлічній крупності $\frac{\sigma_n}{\sigma_m}$ відповідає відносна мутність p_n , а транзитній гідравлічній крупності $\frac{\sigma_m}{\sigma_m}$ відповідає відносна мутність з графічних побудов, наведених на рис. 6.3, за наступною залежністю

$$p_e = p_m + \frac{\sigma_n - \sigma_m}{\Theta \sigma_m} \frac{p_m}{m \sigma_m} \omega_m = p_m \left[1 + \frac{1}{\Theta m} \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_m} - 1 \right) \right]. \quad (6.15)$$

Тут для простоти припущено, що на ділянці від $\frac{\sigma_n}{\sigma_m}$ до $\frac{\sigma_m}{\sigma_m}$ нова крива розподілу утриманих у потоці завислих наносів близька до параболи степені ($\Theta=1$). При цьому допущенні графічно будуються гілки кривих розподілу (поз. 4 і 5 на рис. 6.3) для складів наносів, що забираються з ковша і затримуються у ньому.

Графічним інтегруванням визначаються елементи площі, розташовані між кривими 3 і 4. Відкладаючи їх униз від кривої 1, одержимо нову криву складу транзитної зависі 2, а відкладаючи їх же вгору від горизонтальної лінії, що відповідає вихідній відносній мутності p_v , одержимо криву складу осадки в ковші 6.

Наведені ординати для цих кривих будуть відповідно дорівнювати

$$p' = \frac{p_2}{p_e} \quad \text{і} \quad p'' = \frac{p_e - p_e}{1 - p_e}. \quad (6.16)$$

Подібні побудови і розрахунки могли б бути виконані для двох-трьох перерізів. Однак можна обмежуватися тільки одним перерізом, узятим перед водоприймачем так, щоб абсциса x_i дорівнювала б довжині транзитного струменя в ковші L. Тоді одержимо вихідну мутність рівною

$$\rho_e = \rho_o p_e. \quad (6.17)$$

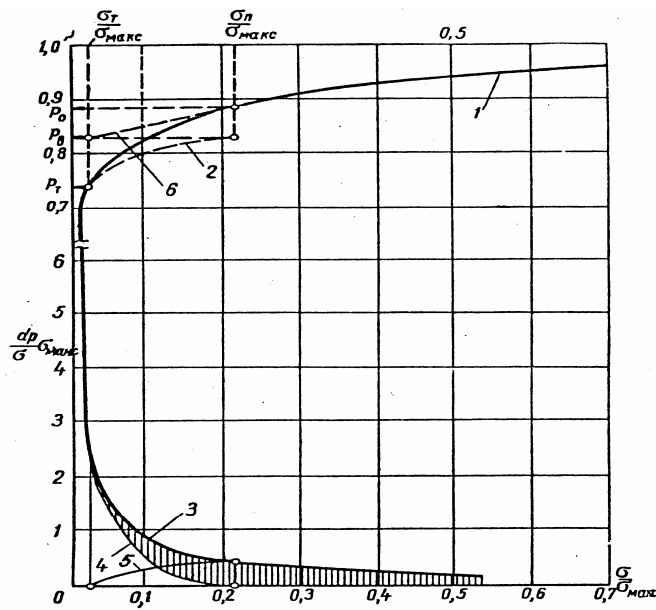


Рисунок 6.3 - Графік розрахунку осідання завесі

1 – крива складу завесі в річці; 2 – те саме, після відстою в ковші; 3– крива розподілу для річки; 4 – те саме, для транзитної частини завесі; 5 – те саме, для відкладень в ковші; 6 – крива складу відкладень в ковші

Гранулометричний склад завесі, що забирається з каналу і затримуваної в ньому завесі міг би бути отриманий за кривими 2 і 6 (рис. 6.3), ординати яких лише вимагали б простого перерахування за співвідношеннями (6.16).

6.4 Теоретичні дослідження динаміки наносів у транспортувальному (сполучному) каналі

Сталий русловий потік характеризується динамічною рівновагою концентрації завесі, обумовленою гідравлічними параметрами самого потоку і фізико-механічними властивостями відкладень, що складають русло. При цьому має місце безупинний обмін наносами між потоком і донними відкладеннями, що визначає динамічну стійкість осереднених за часом концентрацій наносів у потоці.

Зміна гідравлічних параметрів потоку або фізико-механічних властивостей донних відкладень неминуче викликає порушення динамічної рівноваги концентрацій зависі.

Частина потоку, відібрана з русла, у каналі має істотно відмінні гідравлічні параметри в порівнянні з вихідним русловим потоком. Крім того, відбір води з русла здійснюється у верхніх шарах руслового потоку, у яких середня концентрація зависі і її гранулометричний склад значно відрізняються від відповідних характеристик у руслі.

Будь-який русловий потік у натурних умовах обов'язково має турбулентний характер, а його визначальні параметри представлені набором випадкових значень.

Численні натурні і лабораторні дослідження турбулентних потоків з вільною поверхнею дозволили надійно установити деякі закономірності, що описують поведінку в часі значень параметрів турбулентності в кожній точці потоку.

Так, наприклад, встановлено, що розподіл випадкових значень швидкості потоку в будь-якій його точці підкоряється нормальному закону Гауса

$$P(U) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(u-\bar{u})^2}{2\sigma^2}}, \quad (6.18)$$

де $P(U)$ – імовірність реалізації значення швидкості, що дорівнює u ;

$\bar{u}$ – осереднене в часі значення випадкової величини u ;

σ – середньоквадратичне значення відхилень швидкості від її осередненого в часі значення.

Також надійно встановлено, що значення поздовжньої складової швидкості, осереднені в часі, безупинно і монотонно зростають від дна до вільної поверхні, а їх похідна по нормалі також безупинно і монотонно спадає, зберігаючи позитивне значення.

Легко показати, що і в жоден фізичний момент часу реалізація осереднених значень швидкості в кожній точці потоку неможлива. Дійсно, з формули (6.1) випливає, що

$$P(U) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}, \quad (6.19)$$

вірогідність реалізації осереднених значень швидкості визначається в кожній точці потоку рівнянням

$$P(U) = \frac{1}{(\sigma\sqrt{2\pi})^n}, \quad (6.20)$$

Оскільки число точок усередині потоку нескінченно велике, імовірність такої реалізації дорівнює нулю, тобто вона неможлива.

Проте усі теоретичні моделі турбулентних потоків використовують саме осереднені в часі характеристики.

Попутно слід зазначити, що жодна математична модель фізичного процесу ніколи не охоплює всіх нюансів модельованого об'єкта і є *наближеним відображенням оригіналу*. Ступінь наближення моделі до оригіналу характеризується як кількістю визначаючих його властивості параметрів, так і точністю значень цих параметрів, що задаються. Тому накопичення в математичній моделі різних параметрів, що часто зустрічається, як правило, не призводить до бажаного наближення її до оригіналу, але серйозно ускладнює використання такої моделі для практичних розрахунків.

Виходячи з викладеного, математична модель занесення водопропускного каналу відтворюється на підставі досліджень гідравлічної крупності наносів, розподілу по вертикалі осереднених у часі значень швидкості потоку, витрати води, що пропускається по каналу і живого перерізу при цьому, а також глибини

води, довжини розрахункової ділянки каналу і середньої мутності потоку, що надходить у канал.

6.5 Побудова моделі занесення водопропускного каналу і розрахунок параметрів пастки

Побудова математичної моделі занесення водопропускного каналу виходить з концепції закону великих чисел, який трактує, що при деяких порівняно широких умовах сумарна поведінка достатньо великого числа випадкових величин майже утрачає випадковий характер і стає закономірною.

Так сумарну поведінку двофазного середовища, представленого рідкою складовою – водою і твердою складовою – частками завислих наносів, можна з достатнім ступенем точності описати середніми значеннями параметрів, що визначають властивості кожної фази. Надалі, розглядаючи деяку частку наносів у турбулентному потоці, будемо мати на увазі, що її поведінка відповідає осередненій поведінці всього ансамблю часток з відповідними для даної частки фізичними характеристиками. При цьому під поняттям *ансамбль часток* розуміється визначена гранулометрична фракція наносів. Випадкові впливи рідкої фази на наноси також характеризуються середніми значеннями.

На підставі дослідів Д.Я.Соколова можна вважати, що середня швидкість осідання твердих часток у турбулентному потоці практично дорівнює швидкості осідання в нерухомій воді, тобто її гідравлічній крупності.

Виходячи з останнього положення, можна визначити довжину шляху осідання твердої частки на відстані l (рис. 6.4), пройденому по горизонталі із середньою швидкістю u від вихідного положення $l = 0$ до кінця шляху довжиною l , у вигляді співвідношення:

$$z_o - z_l = \frac{\omega}{u} l, \quad (6.21)$$

де z_o – висота початкового положення частки над горизонтальним дном;

z_l – висота положення частки над горизонтальним дном наприкінці пройденого шляху l ;

ω – гідравлічна крупність;

u – середня швидкість потоку в шарі між z_o і z_l .

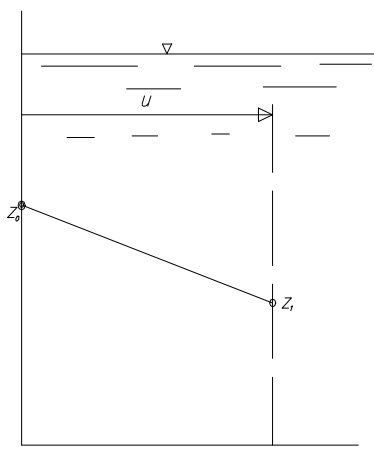


Рисунок 6.4 - Довжина шляху осідання твердої частки

Оскільки надалі будуть розглядатися ансамблі часток наносів у вигляді їх гранулометричних фракцій, необхідно визначити середнє значення гідравлічної крупності для кожної фракції наносів.

На підставі досліджень В.Б. Дроздова гідравлічна крупність частки діаметром d визначається рівністю:

$$\omega = \frac{(2.4\Theta - 0.7)gd^2}{18(2.4\Theta - 0.7)\nu + \sqrt{\frac{gd(\gamma - \gamma_o)}{\gamma_o}}} \frac{\gamma - \gamma_o}{\gamma_o}, \text{ мм/с} \quad (6.22)$$

де θ – коефіцієнт форми частки наносів ($\theta \approx 0,8$);

g – прискорення вільного падіння ($g = 9.81 \cdot 10^3$ мм/с);

d – діаметр кулі, рівновеликої за об'ємом частці наносів (мм);

γ і γ_0 – щільність часток наносів і води, відповідно ($\gamma = 2.65$ т/м³; $\gamma_0 = 1.00$ т/м³);

ν – кінематичний коефіцієнт в'язкості води ($\nu \approx 1$ мм²/с).

Значення гідравлічної крупності часток наносів, розраховані за формулою (6.22), приведені в нижченаведеній таблиці (6.1).

Середнє значення поздовжньої складової швидкості турбулентного потоку на ділянці падіння частки $z - z_0$ визначається за формулою:

$$\bar{u} = \frac{1}{z_0 - z_1} \int_{z_1}^{z_0} u \, dz, \quad (6.23)$$

де z_0 – початкова висота положення частки над дном;

z_1 – висота частки над дном після її переміщення по горизонталі на відстань l ;

u – поздовжня складова осередненої швидкості на висоті z від дна.

Численними натурними і лабораторними дослідженнями, а також рядом теоретичних робіт, показано, що розподіл осереднених значень поздовжньої складової турбулентного потоку з вільною поверхнею по глибині повинен визначатися логарифмічним законом.

Така залежність, отримана Дроздовим В.Б., виходячи з наступних надійно встановлених особливостей турбулентного потоку.

Швидкість турбулентного потоку безупинно і монотонно зростає від дна до вільної поверхні, а її похідна по глибині z монотонно і безупинно зменшується.

На контакті потоку з дном наявний ламінарний підшар, у якому $\tau = \mu \frac{du}{dz}$ тангенціальне напруження підлягає гіпотезі Ньютона і повинне мати кінцеве значення. Виходячи з наведених особливостей, можна формально представити похідну осередненої швидкості за глибиною у вигляді степеневого ряду.

Таблиця 6.1 – Гідравлічна крупність наносів, розрахована за формулою (6.22)

Діаметр часток d, мм	5	10	15	20	25	30
	Температура, t °C					
0.001	0.00059	0.00069	0.00079	0.00089	0.00100	0.00112
0.005	0.0148	0.0172	0.0197	0.0223	0.0250	0.0279
0.010	0.0593	0.0689	0.0784	0.0888	0.0997	0.1231
0.015	0.133	0.154	0.176	0.199	0.223	0.249
0.020	0.235	0.272	0.311	0.351	0.394	0.439
0.030	0.525	0.606	0.691	0.780	0.874	0.971
0.040	0.923	1.064	1.212	1.366	1.527	1.694
0.050	1.426	1.640	1.864	2.097	2.340	2.590
0.060	2.03	2.33	2.64	2.96	3.30	3.64
0.070	2.72	3.12	3.53	3.95	4.39	4.84
0.080	3.50	4.00	4.52	5.06	5.60	6.16
0.090	4.37	4.98	5.61	6.26	6.92	7.59
0.10	5.30	6.04	6.79	7.55	8.33	9.12
0.15	10.95	12.32	13.69	15.06	16.41	17.75
0.20	17.72	19.72	21.68	23.58	25.43	27.22
0.25	25.13	27.68	30.13	32.46	34.69	36.80
0.30	32.85	35.84	38.66	41.31	43.79	46.11
0.40	48.32	51.91	55.19	58.18	60.92	63.42
0.50	63.15	67.02	70.48	73.58	76.35	78.84
0.75	95.89	99.79	10.14	106.04	108.57	110.78
1.00	123.09	126.66	129.67	132.13	134.42	136.12
1.25	146.23	149.43	152.09	154.39	156.24	157.88
1.50	166.46	169.32	171.69	173.67	175.34	176.76
1.75	184.53	187.11	189.23	190.99	192.47	193.73
2.00	200.97	203.30	205.22	206.80	208.13	209.25
2.50	230.22	232.18	233.77	235.08	236.18	237.10
3.00	255.99	257.60	259.02	260.14	261.07	261.86
5.00	339.16	340.21	341.06	341.76	342.34	342.2
7.50	419.74	420.46	421.04	421.51	421.90	422.23
10.00	486.82	487.36	487.80	488.15	488.45	488.69
12.50	545.55	545.99	546.34	546.62	546.86	547.06

$$\frac{du}{dz} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n}{(b_n \frac{z}{h} + 1)^n}, (n = 1, 2, 3...), \quad (6.24)$$

де a_n і b_n – коефіцієнти, що залежать від n ;

h – глибина потоку.

Очевидно, що якщо a_n , принаймні, не зростає з n , а b_n не зменшується, то ряд співпадає при всіх значеннях z , за винятком точки $z = 0$. Для забезпечення збіжності ряду у всьому інтервалі значень $0 \leq z \leq h$, у знаменник вводиться множник, рівний n . Тоді (6.24) набуває вигляду

$$\frac{du}{dz} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n}{(b_n \frac{z}{h} + 1)^n} . \quad (6.25)$$

Оскільки на контакт з дном існує ламінарний підшар, у якому осереднена швидкість змінюється за глибиною лінійно, справедливе твердження

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = 0 . \quad (6.26)$$

Підстановка ряду (6.25) у (6.26) дає

$$\sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n b_n}{h} = 0 . \quad (6.27)$$

Умова (6.27) здійсненна тільки в тому випадку, коли ряд (6.25) знакозмінний, а a_n и b_n можуть, зокрема, не залежати від n .

Тоді ряд (6.25) набуває вигляду

$$\frac{du}{dz} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{n(b \frac{z}{h} + 1)^n} . \quad (6.28)$$

Зберігаючи лише перший член ряду (6.28), після інтегрування по z одержуємо вираз для осередненого значення поздовжньої складової швидкості

$$u = \frac{ah}{b} \ln\left(b \frac{z}{h} + 1\right) + c. \quad (6.29)$$

Виконуючи умову: при $z = 0$ $u = 0$, знаходимо, що $c = 0$ і остаточно

$$u = \frac{ah}{b} \ln\left(b \frac{z}{h} + 1\right). \quad (6.30)$$

Коефіцієнт a знаходиться з умови

$$q = \int_0^h u dz, \quad (6.31)$$

де q – елементарна витрата.

Після виконання умови (6.31) і визначення коефіцієнта a , підстановка його в (6.30) дає вираз

$$u = \frac{b}{(b+1)\ln(b+1) - b} \frac{q}{h} \ln\left(b \frac{z}{h} + 1\right). \quad (7.32)$$

Аналіз рівняння (6.32) на підставі високоточних натурних [2] і лабораторних [3] вимірювань показав, що величина b є деякою *універсальною постійною*, незалежною від масштабів потоку і таких критеріальних величин, як числа Рейнольдса, Фруда, Струхалю, Ейлера. При цьому виявилось, що

$$b = 100e^2, \quad (6.33)$$

де e – основа натуральних логарифмів.

Підстановка (6.33) у (6.32) дає остаточний вираз для осередненої складової подовжньої швидкості турбулентного потоку

$$u = 0.178 \frac{q}{h} \ln \left(b \frac{z}{h} + 1 \right). \quad (6.34)$$

Попутно відзначимо, що дослідження ряду (6.28) з урахуванням знайденого значення b і тільки першого члена розкладання показало, що максимальна помилка обчислення u за формулою (6.34) не перевищує 4 %, що цілком прийнятно для практичних розрахунків.

Підставляючи (6.34) у (6.23) знаходимо вираз для середнього значення подовжньої складової швидкості

$$u = \frac{0.178}{z_o - z_1} \frac{q}{b} \left[\left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) \ln \left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) - \left(b \frac{z_1}{h} + 1 \right) \ln \left(b \frac{z_1}{h} + 1 \right) - b \left(\frac{z_o}{h} - \frac{z_1}{h} \right) \right] \quad (6.35)$$

Підстановка (6.35) у (6.21) призводить до співвідношення

$$5.6 \frac{\omega b l}{q} = \left[\left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) \ln \left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) - \left(b \frac{z_1}{h} + 1 \right) \ln \left(b \frac{z_1}{h} + 1 \right) - b \left(\frac{z_o}{h} - \frac{z_1}{h} \right) \right]. \quad (6.36)$$

З (6.36) випливає, що умовою випадання на дно потоку частки з початкового положення z_0 є співвідношення:

$$5.6 \frac{\omega b l}{q} = \left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) \ln \left(b \frac{z_o}{h} + 1 \right) - b \frac{z_o}{h}. \quad (6.37)$$

Множачи і ділячи ліву частину (6.37) на h і ділячи обидві частини цього виразу на b , одержуємо співвідношення

$$5.6 \frac{\omega}{U} \frac{1}{h} = \frac{z_0}{h} \ln \left(b \frac{z_0}{h} + 1 \right) - \frac{z_0}{h}, \quad (6.38)$$

де U – середня швидкість потоку ($U = Q/F$);

Q – витрата потоку;

F – живий переріз потоку.

Відзначимо, що в (6.38) ми зневажили величиною $1/b$, оскільки вона досить мала і при розрахунках істотної ролі не грає.

Для частки, що має початкове положення $z_0 = h$ (знаходиться на поверхні потоку) умовою випадання на дно буде

$$\omega = U \frac{h}{l}. \quad (6.39)$$

З (6.39) випливає, що усі фракції з гідравлічною крупністю, що дорівнюють чи більші за праву частину цього виразу випадуть на дно на ділянці довжиною l від початкового створу.

Усі більш дрібні фракції, для яких ліва частина (6.38) виявиться меншою за одиницю, випадуть на дно частково. При цьому визначення частки осілих наносів фракції заданої гідравлічної крупності, що проходять через початковий переріз, вимагає знання розподілу часток за глибиною в цьому перерізі. Зазвичай, з метою спрощення розрахунку, цей розподіл приймається рівномірним. Тоді, визначивши відношення z_0/h за формулою (6.38), можна вважати, що це значення визначає частку даної фракції, що осіла на дно потоку. Оскільки вираз (6.38) містить шукану величину z_0/h у вигляді трансцендентної функції, для її визначення рекомендується використовувати графік (рис. 6.5), на якому по горизонтальній осі відкладені значення лівої частини (6.38), а по вертикалі значення Z_0/h .

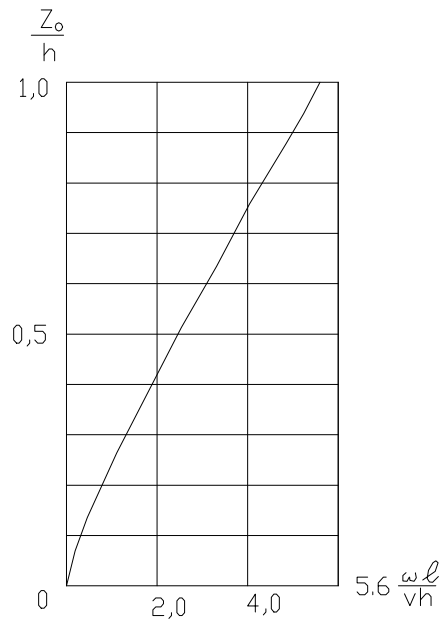


Рисунок 6.5 – Залежність $\frac{z_o}{h}$ від $5.6 \frac{\omega l}{vh}$

Як приклад наводиться розрахунок занесення каналу за наступних умов:

- канал трапецеїдального перерізу при розрахунковій витраті потоку, що надходить у нього, $40 \text{ м}^3/\text{с}$;
- площа живого перерізу складає 80 м^2 ;
- глибина потоку – 2.0 м ;
- довжина ділянки каналу – 200 м ;
- гранулометричний склад наносів представлений у таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 – Гранулометричний склад наносів

Вміст фракцій у %					
0.7 – 0.5 мм	0.5 – 0.2 мм	0.2 – 0.1 мм	0.1 – 0.05 мм	0.05 – 0.01 мм	0.01 – 0.005 мм
12.1	21.0	19.3	3.6	26.8	17.2

За формулою (6.39) визначається мінімальна гідравлічна крупність фракцій, що цілком випадають в осадок на дні каналу довжиною 200 м.

$$\omega = \frac{40}{80} \cdot \frac{2}{200} = 0.005 \text{ м/с.}$$

За таблицею 6.1 знаходимо діаметр частки, що відповідає гідравлічній крупності 0.005 м/с, $d = 0.085$ мм. Вважаючи рівномірний розподіл діаметрів часток у межах однієї фракції, знаходимо відсоток часток більше 0.085 мм у фракції 0.1 – 0.05 мм. У результаті інтерполяції визначаємо, що в осадок випаде 30 % цієї фракції. Отже, із загального змісту цієї фракції в потоці 3.6 % в осадок випаде: $3.6 \times 0.3 = 1.1$ %.

Середній діаметр часток фракції 0.085 – 0.05 мм складає 0.068 мм, а середня гідравлічна крупність – 0.0034 м/с.

За формулою (6.38) обчислюємо ліву частину рівності

$$5.6 \cdot \frac{0.0034}{40} \cdot 80 \cdot 100 = 1.90$$

За графіком (рис. 6.5) визначаємо значення $z_0/h = 0.41$.

Отже, із 2.5 % залишку фракцій 0.1 – 0.05 мм 41 % випадає в осадок, тобто 1 % від загального об'єму наносів, а всього з цієї фракції випадає на дно

$$1.1 \% + 1 \% = 2.1 \%$$

Наступна за величиною фракція 0.05 – 0.01 мм має середню гідравлічну крупність 0.0007 м/с. Обчислюючи ліву частину (6.38), знаходимо

$$5.6 \cdot \frac{0.0007}{40} \cdot 80 \cdot 100 = 0.784.$$

За графіком (рис. 6.5) визначаємо $z_0/h = 0.21$,

Отже, 21 % цієї фракції випадає в осадок, а з загального об'єму наносів в осадок випадає $26.8 \cdot 0.21 = 5.6$ %.

І, нарешті, для фракції 0.01 – 0.005 мм ліва частина (6.38) складе

$$5.6 \cdot \frac{0.0001}{40} \cdot 80 \cdot 100 = 0.112.$$

За графіком (рис. 6.5) знаходимо $z_0/h = 0.04$, тобто з цієї фракції в осадок

випадає лише 4 %, а стосовно загального об'єму наносів це складе

$$17.2 \times 0.04 = 0.7 \text{ \%}.$$

Загальний відсоток осілих наносів складе стосовно їх вмісту в початковому створі

$$P = 12.1 + 21.0 + 19.3 + 2.1 + 5.6 + 0.7 = 60.8 \text{ \%}.$$

Очевидно, що при досить тривалому періоді роботи каналу розрахунок варто вести по окремих інтервалах часу тривалістю ΔT , на яких осереднюються значення витрати, що надходить у канал, глибини потоку і його живого перерізу.

Фізичний об'єм осілих наносів W визначається за значеннями мутності потоку, що надходить у канал S_0 , витрати води за період часу ΔT і загального відсотка осілих наносів, а також їх об'ємної маси γ_1

$$W = S_0 Q \Delta T \frac{P}{100} \frac{1}{\gamma_1}. \quad (6.40)$$

У межах точності пропонованої математичної моделі об'ємну масу осілих наносів можна вважати рівною 1.5 т/м^3 .

Значення середньої мутності потоку, що надходить у канал, залежать, крім величини витрати води, що відбирається, Q і середньої мутності руслового потоку, ще від ряду локальних параметрів, обумовлених умовами сполучення входу в канал з русловим потоком, середньою мутністю потоку в безпосередній близькості від входу в канал.

З метою поліпшення умов водообміну між озером і Дунаєм можна рекомендувати улаштування пастки наносів у вигляді перезаглибленої ділянки каналу, що, з одного боку, усуває втрату глибин на каналі за рахунок акумуляції наносів, а з іншого боку дозволяє сконцентрувати осілі наноси на обмеженій ділянці каналу і спростити їхню екскавацію.

При цьому пропонована математична модель розрахунку занесення каналу дозволяє визначити оптимальні розміри такої пастки.

Враховуючи, що основну масу донних відкладень у руслі Дунаю складають фракції наносів з діаметром часток від 0.1 мм і більше, як умову, яку повинні задовольняти розміри пастки, що забезпечують перехоплення цих фракцій, варто використовувати формулу:

$$\omega_{0.1 \text{ мм}} = \frac{Q}{F} \cdot \frac{h + \Delta h}{l}, \quad (6.41)$$

де Q – гідравлічна крупність часток діаметром 0.1 мм;

h – проектна глибина каналу;

Δh – глибина прорізу пастки наносів;

F - площа живого перерізу потоку в пастці наносів, яка дорівнює

$$F = \frac{B + b - 2m \cdot \Delta h}{2} (h + \Delta h) \quad , \quad (6.42)$$

де B – ширина потоку в каналі по верху;

b – проектна ширина каналу по дну;

m – закладення укосів каналу.

Підстановка (6.42) у (6.41) після елементарних перетворень призводить до визначення довжини пастки:

$$l = 2 \frac{Q}{(B + b - 2m \Delta h) \omega_{0.1 \text{ мм}}} \quad (6.43)$$

Маючи на увазі той факт, що основна маса наносів, що відкладаються, накопичується поблизу початкового перерізу каналу, можна рекомендувати пастку наносів трикутного поздовжнього перерізу з довжиною уздовж потоку, у першому наближенні рівною

$$l' = Q \frac{h + 2 \Delta h}{F' \cdot \omega_{0.1 \text{ мм}}}, \quad (6.44)$$

де F' – живий переріз каналу без пастки;

$2\Delta h$ – глибина прорізу в початковому перерізі.

Тоді об'єм пастки визначається виразом

$$W = (b - 2m \Delta h) \frac{Q \Delta h}{B + b} \cdot \frac{h + 2 \Delta h}{h \omega_{0.1 \text{ мм}}}. \quad (6.45)$$

Прирівнюючи праві частини (6.40) і (6.45), знаходимо співвідношення для визначення величини Δh :

$$\frac{S_o P \Delta T}{100 \gamma} = \frac{b - 2m \Delta h}{B + b} \cdot \frac{h + 2 \Delta h}{h \omega_{0.1 \text{ мм}}} \cdot \Delta h, \quad (6.46)$$

де P – сумарний процентний зміст фракцій часток $d \geq 0.1 \text{ мм}$.

Визначивши зі співвідношення (6.46) величину Δh , після її підстановки в (6.44) знаходимо довжину пастки l' . За знайденими значеннями Δh , l' і шириною b визначається об'єм пастки. Знаючи з досвіду експлуатації каналу максимальний об'єм занесення, порівнюємо його зі знайденим об'ємом пастки. Якщо об'єм пастки виявляється меншим, ніж спостережений максимальний об'єм занесення каналу, збільшують розміри пастки до досягнення максимального об'єму занесення.

7 РЕЗУЛЬТАТИ РЕКОГНОСЦИРУВАЛЬНОГО ОБСТЕЖЕННЯ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ІЗ НАНОСАМИ, ВІДБРАНИМИ ПІД ЧАС ОБСТЕЖЕННЯ

Рекогносцирувальне обстеження за період працювання над темою виконувалось двічі восені, коли мало місце, в основному, ситуація скиду води з озер. Як вже вказувалося, підвідні канали від річки Дунай до Придунайських озер-водосховищ складаються з підвідних каналів-ковшів, шлюзів-регуляторів, транспортувальних каналів, вихідної частини транспортувального каналу в озеро. Обстеження показало, що найбільш сильно заноситься підвідна частина каналу, так як всі ці вхідні частини розташовані перпендикулярно руслу р.Дунай.Транспортувальні канали заносяться меншою мірою, однак, дрібні наноси, що переносяться ними, відкладаються в озері перед гирлом каналу, утворюючи так званий бар. Це явище можливо пояснити зменшенням швидкості при вході в озеро. Але в озерах перед гирлом каналів утворюється стійка обмілина із збільшенням гідравлічної крупності наносів. Ці обставини наводять на думку існування ще однієї причини, зв'язаній із фізико-хімічними процесами перемешування води різної мінералізації. При заповненні озер дунайською водою ідносна прісна дунайська зустрічається з мінералізованою водою в озері. Все це підштовкнуло на виконання лабораторного експерименту із наносами, відібраними на підвідній ділянці каналу між річкою і затворами.

З технічних причин рекогносцирувальне обстеження водопропускних каналів було виконано на ділянці. Розташованій на схід від м.Ізмаїла і був оглянутий з мостового переходу канал Репіда.

У момент обстеження тільки канал Репіда працював на скидання води в р.Дунай, інші канали були перекриті затворами шлюзів. Яких-небудь перешкод скиданню води по каналу Репіда не виявлено. За свідченням супровідного відбувається збільшення ширини каналу нижче мостового переходу. За окомірною оцінкою швидкість течії перевищувала 1.5 м/с.

Перший на схід від м.Ізмаїла канал Желявський на підхідній до шлюзу ділянці був заповнений стоячою водою і нижче закритих затворів на ділянці сполучення з руслом Дунаю мав незначну глибину. Транспортувальний канал вище закритих шандор також був заповнений стоячою водою, відмітка поверхні якої була приблизно на метр вищою від рівня води в Кілійському рукаві.

Канал Кофа також не працював і був заповнений стоячою водою.

Канал Степовий перебував у такому самому стані.

Канал Міжколгоспний також був перекритий затворами шлюзу.

На всіх каналах на ділянці між річкою і закритими затворами було видно сліди недавнього поглиблення їх екскаватором.

Установлена дуже важлива на думку дослідників обставина: усі входи у канали з боку річки прагнуть повернути за течією річки. Верховий кут насувається на канал, а низовий розмивається. Видно свіжі сліди відновлення вихідного положення витоків каналів - низовий кут закріплений відсипанням каменю, а верховий відчерпаний екскаваторами. Ґрунт покладений на укоси каналу.

7.1 Експеримент із наносами, відібраними під час рекогносцирування

У процесі рекогносцирувального обстеження зроблений відбір проб води і ґрунту на підвідній ділянці каналу між річкою і затворами.

Проби були узяті для того, щоб установити чи відбувається коагуляція завислих наносів при збільшенні солоності води.

Та обставина, що проби були відібрані в підвідній частині каналу, призвела до того, що переважна частина ґрунту була представлена відносно крупними наносами, що осідають відразу після того, як швидкість потоку різко зменшується.

У два літрових циліндри були закладені проби ґрунту і залита дунайська вода. Ґрунт був змулений, після чого обидва циліндри були поставлені на відстій.

Досить швидко відбулося розшарування наносів - піщані фракції утворили біля дна шар осаду темного кольору. Вище розташовувалася мутна вода жовто-коричневого кольору, а біля поверхні повільне (зі швидкістю близько 1 мм за 5-6 хвилин) почав утворюватися прояснений шар води.

Після того, як було встановлено, що процес осідання наносів в обох циліндрах відбувається однаково, в один із циліндрів була додана звичайна поварена сіль з таким розрахунком, щоб солоність води склала 3-4 проміле. Після цього вода в обох циліндрах була скаламучена і вони були поставлені поруч з годинником. Циліндр з підсоленою водою був поставлений праворуч.

Хід експерименту фіксувався на фотоплівку. Знімки, на яких видний процес осідання наносів у практично прісній дунайській воді й у підсоленій воді, наведені нижче, у додатку Б.

На рис. Б.1 (фото 1), де годинник показує час 18 годину 16 хвилин, зафіксований момент після одночасного змулення наносів в обох циліндрах.

На рис. Б.1 (фото 2) показаний стан зависі в циліндрах через 4 хвилини (о 18 годині 20 хв). Відбувся чіткий розподіл зависі за крупністю наносів. У нижній частині, що займає більше половини висоти води в циліндрах, розташований майже чорний шар відносно крупних наносів. Вище розташовується шар дрібної зависі. Як було відзначено вище, місце відбору проби вплинуло на гранулометричний склад ґрунту - переважна частина його була представлена дрібним і пилюватим піском і тільки незначна частина - мулистими і глинистими частками.

На рис. Б.2 (фото 3) зафіксований стан зависі через 10 хвилин після початку експерименту. У правому циліндрі, в якому вода була підсолена, прозорість верхньої частини водяного стовпа істотно більша, ніж у лівому, заповненому прісною дунайською водою.

На рис. Б.2 (фото 4) - через 20 хвилин - різниця в ході просвітлення верхньої частини водяного стовпа ще більш помітна, при цьому видно, що мутність верхньої частини водяного стовпа в лівому циліндрі практично не змінилася.

На рис. Б.3 (фото 5) показаний стан через півгодини. Мутність верхньої частини водяного стовпа залишилася практично такою, як на фото 2, при цьому видно, що ущільнення відносно крупних часток у нижній частині водяного стовпа в правому циліндрі відбувається швидше, ніж у лівому. Крім того, видно диференціацію мутності за висотою у верхній частині водяного стовпа правого циліндра: мутність збільшується з глибиною. У цей же час верхня частина водяного стовпа в лівому циліндрі має вигляд практично однорідної.

На рис. Б.3 (фото 6) зафіксований стан о 19 годині 56 хвилин (через сто хвилин після початку експерименту), з якого видно, що навіть через такий тривалий період у лівому циліндрі верхня частина водяного стовпа залишилася практично однорідною і відповідає тій мутності, що спостерігалася в правому циліндрі через 10 хвилин після початку експерименту.

Звертає на себе увагу те, що гідравлічна крухгаість дрібних (мулистих і глинистих) завислих наносів у підсолоній воді зросла в десять разів.

Описаний вище експеримент ілюструє взагалі то відоме, однак дуже мало вивчене явище різкого збільшення гідравлічної крупності завислих мулистих і глинистих часток при змішуванні мутної прісної річкової води з водою водойми, солоність якої вища, ніж у річкової води. Можна тільки припустити, що фіксована коагуляція глинистих часток зумовлена дією електрохімічних сил при змішуванні прісної і солонуватої вод.

На нашу думку, ця обставина пояснює той факт, що в озерах-водосховищах у місці впадання каналів утворюється барова обмілина, аналогічна до барів, що утворюються в гирлах рукавів дельти Дунаю. Бар, що утворився, якщо його відмітка вище рівня мінімального припустимого горизонту, ускладнює скидання води з озера в річку.

ВИСНОВКИ

1. Виконаний аналіз режиму течій у підвідних каналах-ковшах дає основу до розв'язання всіх основних питань, що виникають при виборі типу і конструктивних параметрів заходів щодо зниження занесення підвідної частини каналів, які з'єднують озера-водосховища з Дунаєм.

2. Усі підвідні канали-ковші на Придунайських озерах розташовані перпендикулярно до основної течії річки, тому зменшення швидкостей течії перед водоприймачем змінює умови транспортування завислих наносів, роблячи підвідний канал своєрідним відстійником.

3. Обстеження підвідних каналів-ковшів у натурних умовах установили загальну тенденцію відкладення наносів на верхівій дамбі і розмиву низової.

4. Межі живлення підвідних каналів-ковшів у відкритому руслі річки залежать від розподілу швидкостей течії в річковому потоці й умов розподілу потоку. Характер течії усередині підвідного каналу залежить від форми входу, зокрема від форми його низового борта. Тому в даній роботі подано рекомендації з керування течіями в самому каналі-ковші за рахунок створення кута між віссю ковша і напрямком низового борта.

5. Установлено, що всі підвідні канали-ковші до Придунайських озер з погляду захисту їх від занесення мають конструктивні недоліки. У даній роботі показано, що після невеликої перебудови входів, може бути значно поліпшений гідравлічний режим підвідних каналів.

6. Підвідні канали від річки Дунай до Придунайських озер-водосховищ складаються:

- з підвідних каналів-ковшів;
- шлюзів-регуляторів;
- транспортувальних каналів;
- вихідної частини транспортувального каналу в озеро.

7. Як встановлено дослідженнями, найбільш сильно заноситься підводна частина каналу, однак замулення підводних каналів-ковшів можна деякою мірою зменшити.

8. Транспортувальні канали заносяться меншою мірою, однак, дрібні наноси, що переносяться ними, відкладаються в озері перед гирлом каналу, утворюючи так званий «бар».

9. Лабораторний експеримент з відібраними з каналів наносами і дунайською водою показав, що навіть при незначній додатковій мінералізації швидкість осідання наносів зростає в кілька разів, що відповідає збільшенню гідравлічної крупності наносів. Цим деякою мірою пояснюється той факт (крім різкого зменшення швидкостей у зоні розтікання), що в озерах перед гирлом каналів утворюється стійка обмілина.

10. Для істотного зменшення відкладень наносів у баровій частині і поліпшення екологічної ситуації в озерах, пропонується здійснити роздамбування каналу і з'єднання його пригирлової частини з плавнями.

11. Розроблено математичну модель визначення оптимальної ширини ділянки роздамбування (попередні результати розрахунку додаються).

12. Оскільки сучасними дослідженнями встановлена фактична пропускна здатність водопровідного тракту (підводний канал, шлюз-регулятор, транспортувальний канал, пригирлова частина акваторії озера), на наступній стадії досліджень доцільно для кожного озера-водосховища зробити розрахунки водно-сольового балансу в умовах розрахункового року і визначити необхідний об'єм надходження дунайської води для підтримки прийнятного екологічного стану в озері з урахуванням вимог усіх зацікавлених структур, і потім перевірити можливість пропуску необхідної витрати для забезпечення заданого річного водообміну в озері.

У даній роботі також представлені:

1. Досить докладний опис природних умов, у яких відбувається робота каналів, що регулюють водний і сольовий режими Придунайських озер-водосховищ в Українській частині дельти Дунаю.

2. Технічна характеристика досліджуваних каналів з описом динаміки глибин у підвідній, транспортувальній і гирловій частинах досліджуваних каналів.

3. Математична модель процесу транспортування і перевідкладення наносів, що враховує практично всі останні досягнення науки в області динаміки завислих і рухомих наносів у руслових потоках, а також кінематики потоку на вході у відвідний канал.

4. Результати рекогносцирувального обстеження ділянок, що лімітують роботу каналів.

Навіть найскладніша математична модель є більш-менш наближеним описом досліджуваного природного процесу. Однак, її наявність дає в руки дослідників могутній інструмент, що дозволяє при розробці практичних рекомендацій уникнути грубих помилок і прорахунків.

Надійність розрахунків, виконуваних з використанням будь-якої математичної моделі, знаходиться в прямій залежності від надійності вихідних розрахункових характеристик. У розглянутому випадку однією з найважливіших розрахункових характеристик є дані про гранулометричний склад завислих і рухомих наносів, що містяться в річковій воді, що надходить у канал, і характер його зміни в часі і просторі. Наведені в даній брошурі зведення дозволяють говорити про те, що, на жаль, у розглянутому випадку відсутній інструмент, що дозволяє спрогнозувати гранулометричний склад наносів, що надходять у канал з річковою водою.

Проте розроблена математична модель дозволяє одержати досить надійні якісні рішення для загального випадку і практично важливі рішення для конкретних ситуацій.

Однозначно встановлено, що лімітуючими роботу каналів, які з'єднують Придунайські озера з річкою, є їхні кінцеві ділянки:

з боку річки - це ділянка між річкою і регулюючими роботу каналу затворами, де, як показують розрахунки і досвід, прийнята схема компонування входу не є оптимальною,

з боку озер – це зона розтікання потоку річкової води, де різке зменшення швидкостей і поки що мало вивчений процес коагуляції наносів сприяють утворенню пригирлового бара.

Виконана робота дозволяє виділити декілька типових рішень з поліпшення режиму глибин на ділянках сполучення каналів з річкою.

Для визначення конкретних конструктивних рішень необхідно виконати відповідні етапи досліджень і проектування. Починаючи з мотивованої і погодженої з усіма контролюючими органами «Заяви про намір», потім ТЕО і т.д., відповідно до чинного в Україні законодавства.

Не виключено, що вирішення проблеми варто здійснити поетапно, почавши з дослідної перевірки найбільш простих конструкцій. Наприклад, такої як рекомендує І.А.Забабурін: «зрізати низовий борт на довжині s під кутом α до низового борта. Для величин s і α ним же даються наступні співвідношення:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 30^\circ + 0.167 \varphi \text{ та } s = b \cos \frac{\varphi}{2} \text{ при } \varphi \leq 90^\circ; \\ \alpha &= 78^\circ - 0.367 \varphi \text{ та } s = b \cos \left(\frac{180 - \varphi}{2} \right) \text{ при } \varphi \geq 90^\circ. \end{aligned} \right\}$$

У наведених співвідношеннях h – глибина в ковші, b – середня ширина “живого перерізу ковша”.

Що стосується гирлових барів, які утворюються в озерах, то крім відпрацьовування прийому з роздамбуванням пригирлових ділянок каналів, першочерговим заходом повинне стати «перекидання» в озера землесосів, що у даний час базуються в річковій частині каналів.

На закінчення необхідно відзначити, що, незважаючи на фундаментальність отриманих результатів, роботу необхідно продовжити, оскільки її наукова і практична цінність безсумнівна.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ

1. Абальянц С.Х. Движение взвесей в открытых потоках /Труды САНИИРИ, вып. 164, 1979. С.3-139.
2. Аверкиев А.Г. О длине водоворота при одностороннем плановом расширении струи в ограниченном пространстве: Госэнергоиздат, 1976.41 с.
3. Белоконь П.Н. Водоприемные ковши: Гозэнергоиздат, 1968. 83 с.
4. Бернадский Н.М. Теория турбулентного потока и ее применение к построению течений в открытых водоемах. Специальные вопросы: Госэнергоиздат, 1966. 83с.
5. Бернадский Н.М. Речная гидравлика, т.1 (Общие формы течения): Госэнергоиздат, 1953. 196 с.
6. Богомоллов А.И. Михайлов К.А. Гидравлика: М., Стройиздат, 3е издание 1979. 648 с.
7. Вараксин В.А. Опыт эксплуатации гидротехнических сооружений электростанций: Госэнергоиздат, 1980. 152 с.
8. Великанов М.А. Руслевой процесс: Госиздат физико-математической литературы, 1968. 216 с.
9. Данелия Н.Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами: автореферат докторской диссертации, 1968. 16 с.
10. Ереснов Н.В. Бондарь Ф.И., Семенов С.И., Суров И.Е. Речные водозаборные сооружения: Госстройиздат, 1971. 368 с.
11. Забабурин И.А., Исследование условий работы речных и морских водоприемников ковшевого типа: автореферат докторской диссертации /издание Харьковского Госуниверситета, 1972.11 с.
12. Зегжда А.П., Основные положения методики расчета размеров отстойника и времени его заилиения: Госэнергоиздат, 1969. 163 с.
13. Караушев А.В., Гидравлика рек и водохранилищ: изд-во “Речной транспорт”, 1975. 292 с.

14. Кузовлев Г.М., Мерзон М.И., Некоторые замечания по проектированию водоприемных ковшей, "Водоснабжение и санитарная техника № 3", 1961.
15. Милович А.Я., Основы динамики жидкости (гидродинамика), Госэнергоиздат, 1953. 157 с.
16. Мещерский И. В., Работы по механике тел переменной массы, Гостехиздат, 1949. 260 с.
17. Образовский А.С., Гидравлический режим водоприемных ковшей, части 1 и 11, издат. ВНИИВОДгео, 1978. 192 с.
18. Образовский А.С., Гидравлический расчет водоприемных ковшей, "Водоснабжение и санитарная техника", №7, 1968. 210 с.
19. Офицеров А.С., Вопросы гидравлики водозабора, Госстройиздат, 1962. 230 с.
20. Соколов Д.Я. Водозаборные устройства для гидростанций и ирригации, ОНТИ, 1957. 374 с.
21. Соколов Д.Я., Отстойные бассейны для гидростанций и ирригации, Сельхозгиз, 1966. 187 с.
22. Студеничников Б.И., Расчет и моделирование размывов русел в нижних бьефах водосбросов. Госстройиздат, 1989. 81 с.
23. Чугуев Р.Р., Гидравлика.-Л. Энергоиздат, 1982. 672 с.
24. Чертоусов М.Д. Гидравлика.-М. Госэнергоиздат, 1962. 310 с.
25. Чоу В.Т. Гидравлика открытых русел. Госэнергоиздат, 1976. 398 с.
26. Шамов Г.И. Гранулометрический состав наносов рек СССР. Труды ГГИ, вып.18, Гидрометеиздат, 1958. 348 с.
27. Шаумян В.А., Научные основы орошения и оросительных сооружений, Сельхозгиз, 1958. 758 с.
28. Хачатрян А.Г. Отстойники на оросительных системах, Сельхозгиз, 1957. 342 с.

ДОДАТОК А

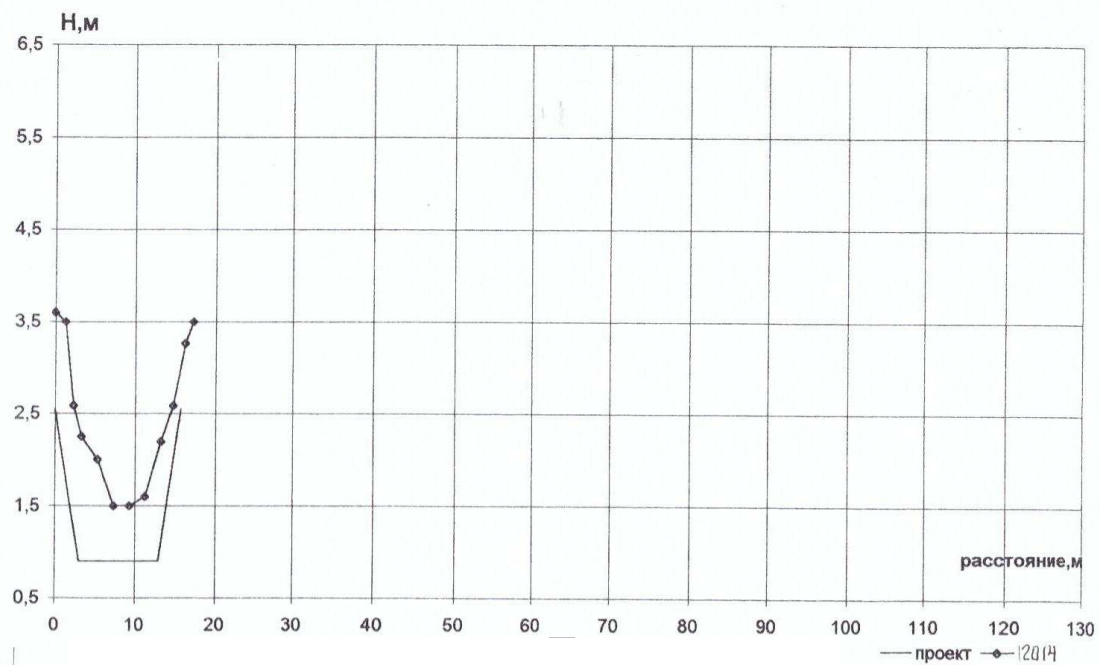


Рисунок А.1 – Поперечний профіль каналу Орловський створ 1, ПК0+10

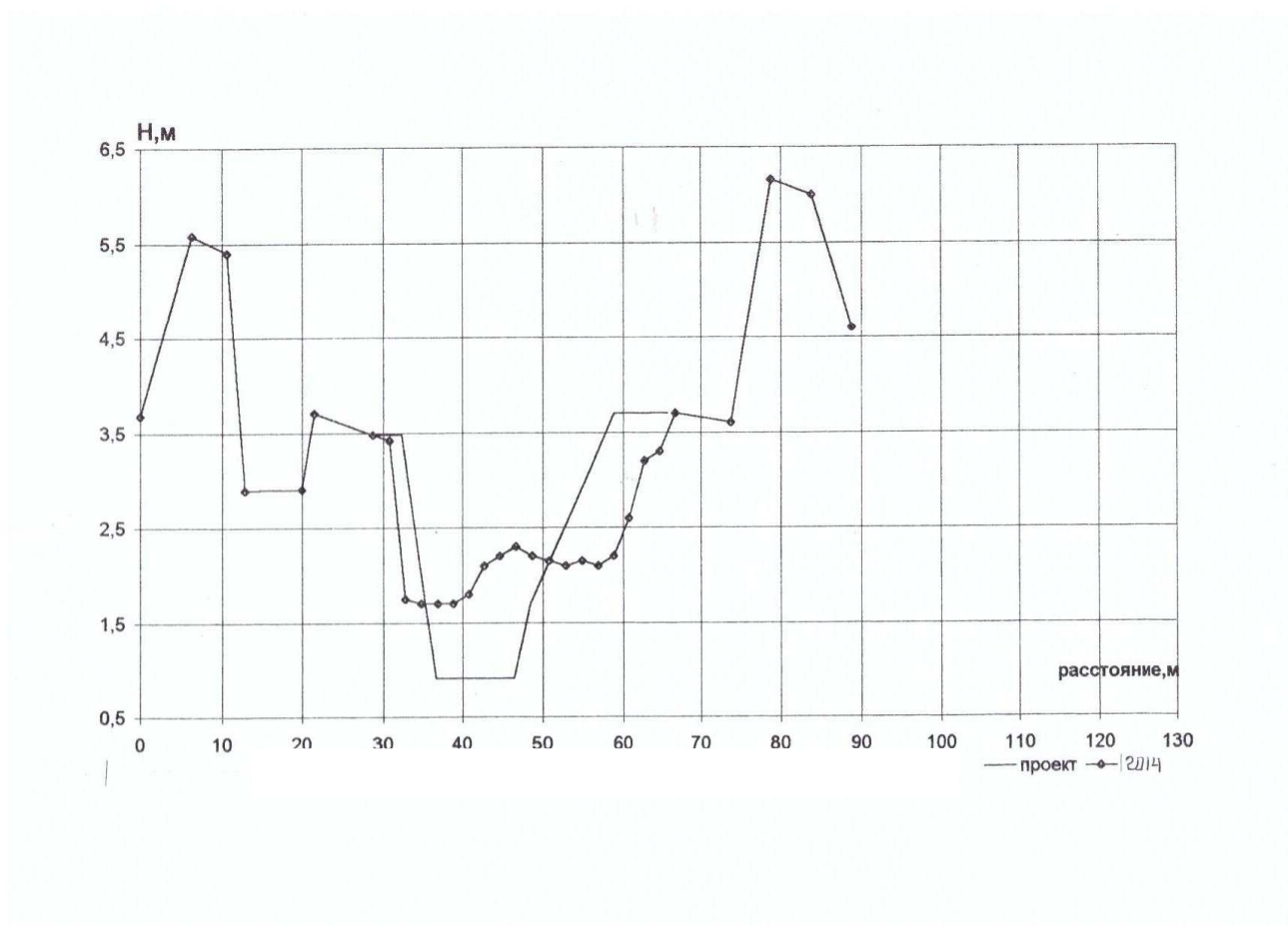


Рисунок А.2 – Поперечний профіль каналу Орловський створ 2, ПК4+83

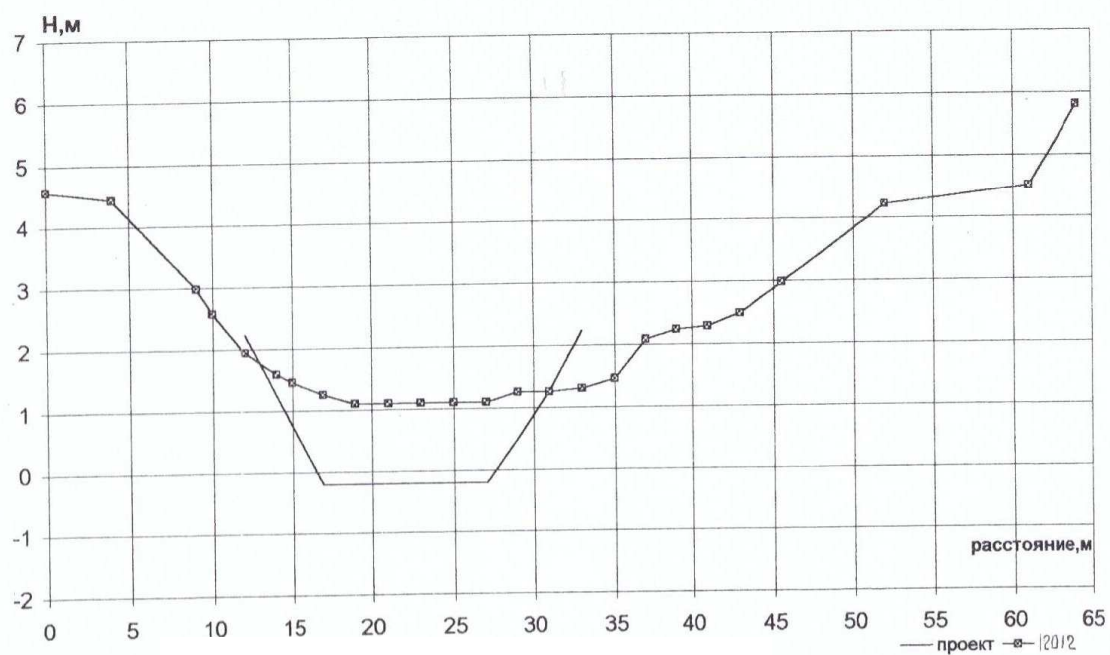


Рисунок А.3 - Поперечный профіль каналу Вікета створ 2, ПК4+40

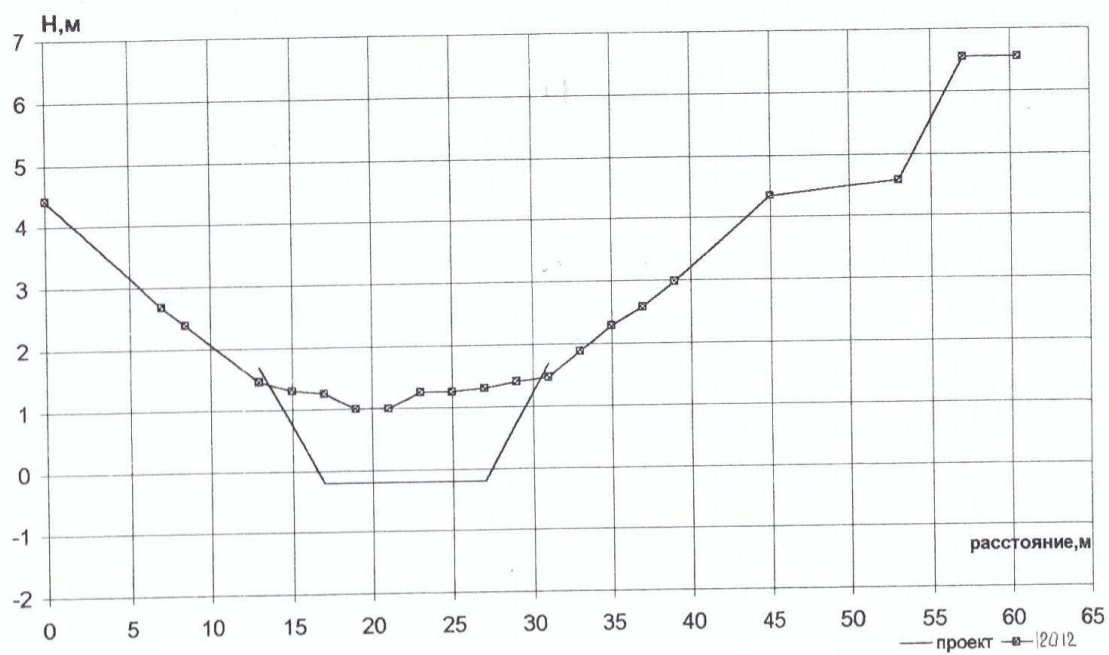


Рисунок А.4– Поперечний профіль каналу Вікета створ 3, ПК7+00

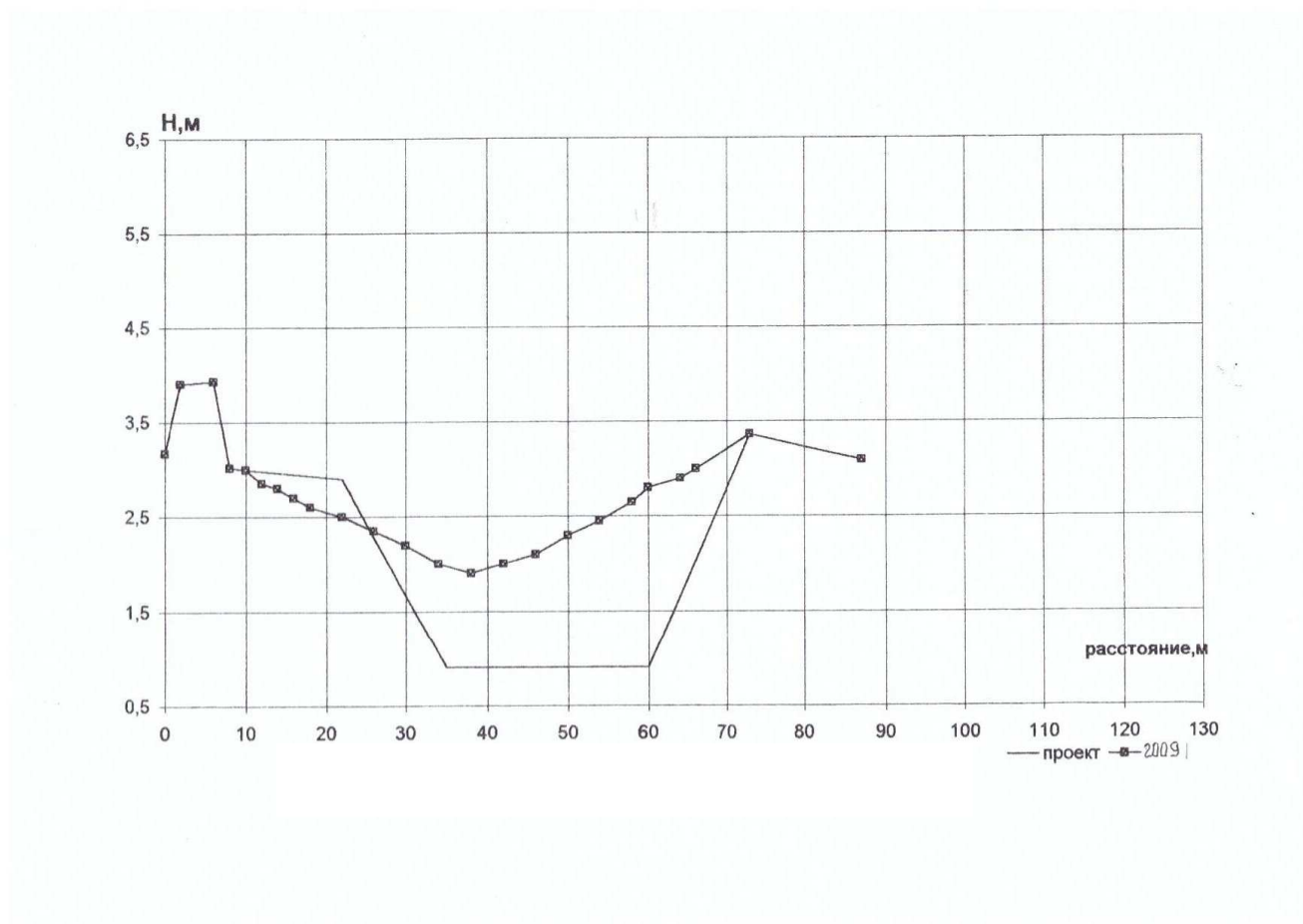


Рисунок А.5 – Поперечный профіль каналу Лузарса створ 7, ПК25+00

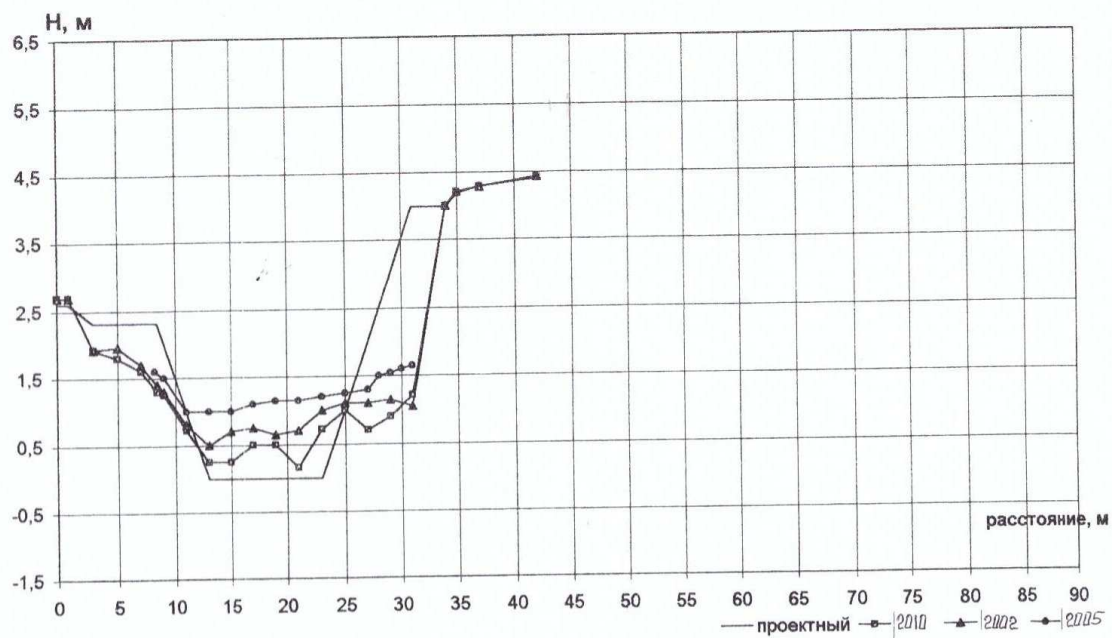


Рисунок А.6 – Поперечный профіль каналу Скунда створ 1, ПК0+10

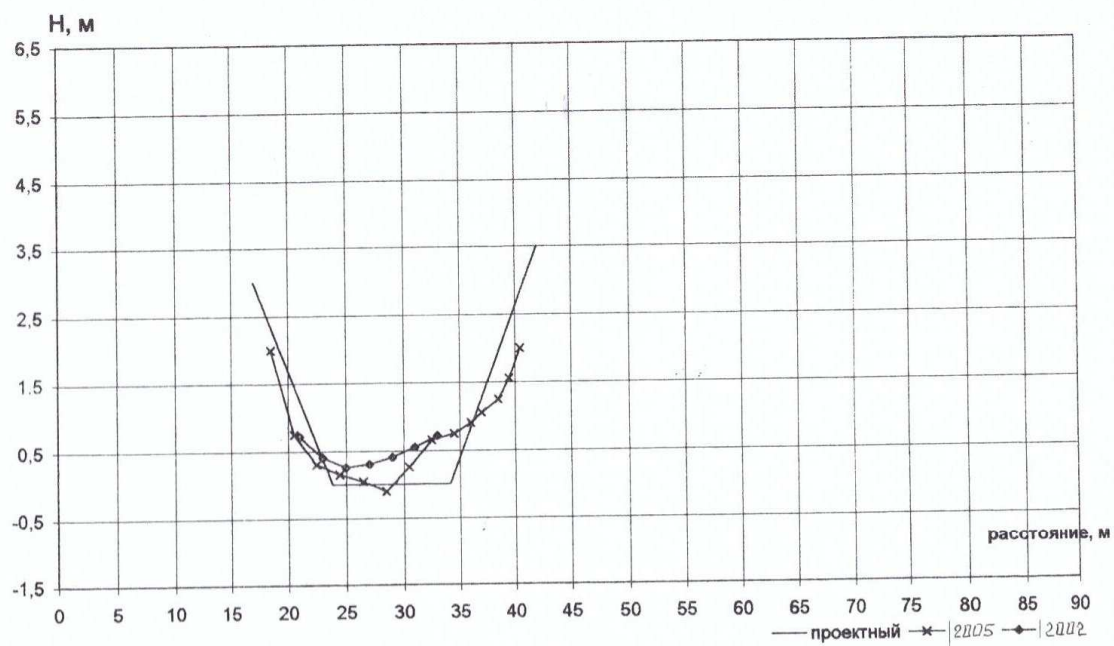


Рисунок А.7 – Поперечный профіль каналу Скунда створ 2, ПК1+80

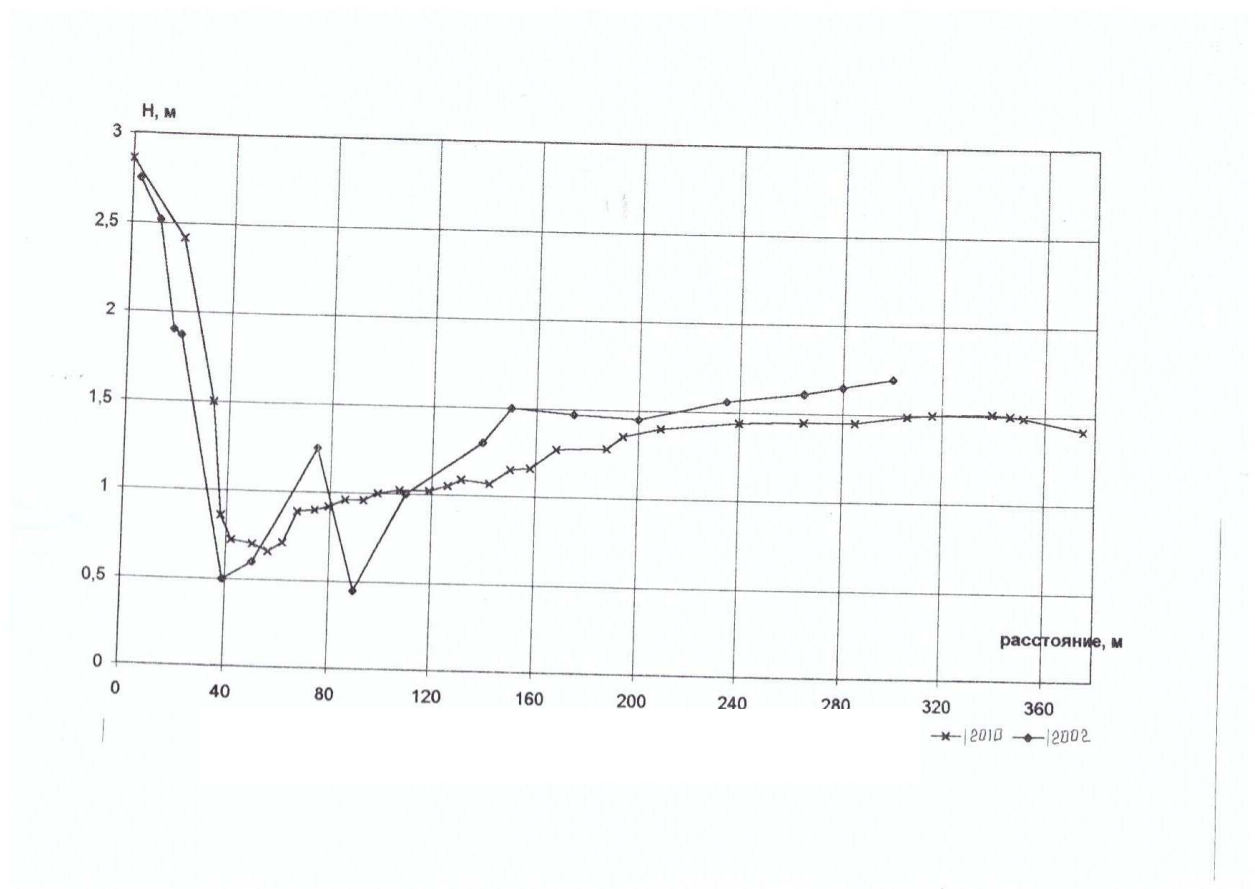


Рисунок А.8 – Поперечный профиль канала Скунда створ 8, баровая часть

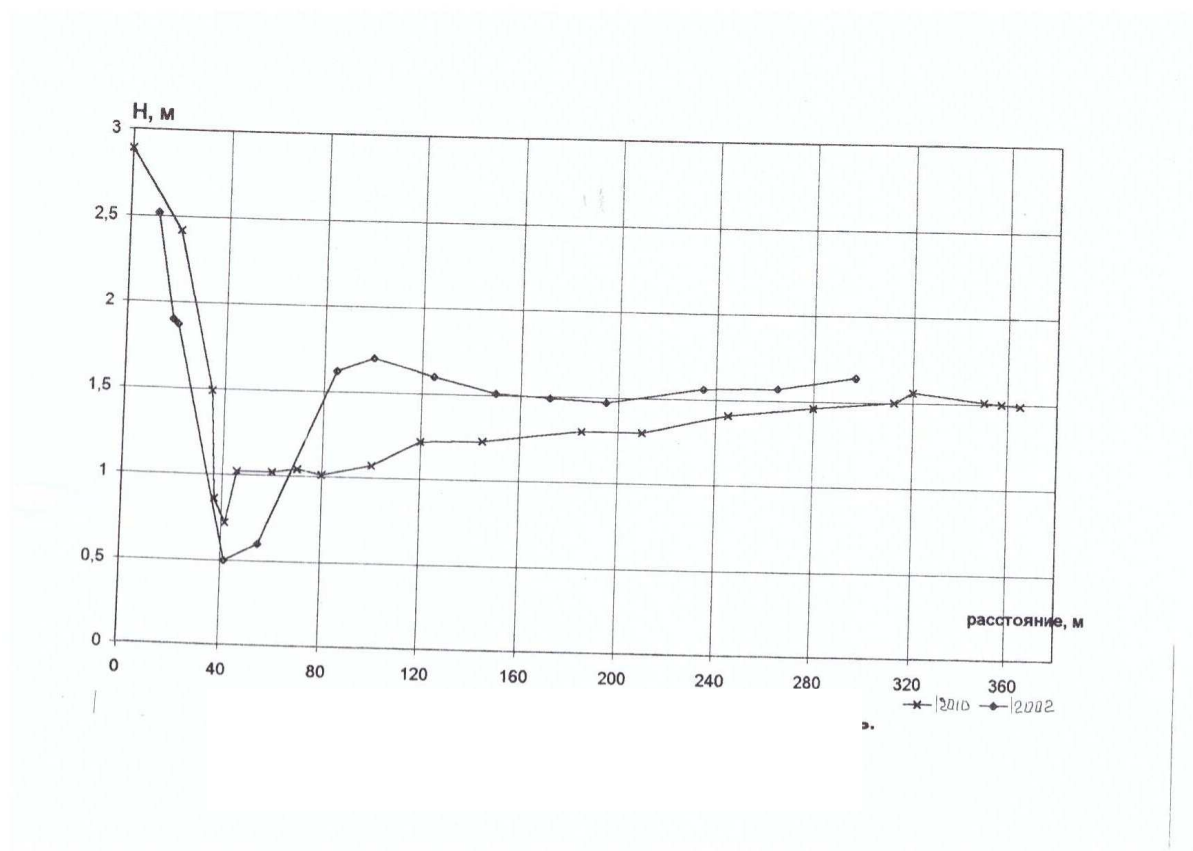


Рисунок А.9 - Поперечный профиль канала Скунда створ 7, баровая часть

ДОДАТОК Б



Фото №1



Фото №2

фото 1 - зафіксований момент (18 год. 16 хв.) після одночасного змулення наносів в обох циліндрах; фото 2 - стан зависі о 18 год. 20 хв.

Рисунок Б.1 - Процес осідання наносів у практично прісній дунайській воді й у підсоленій воді

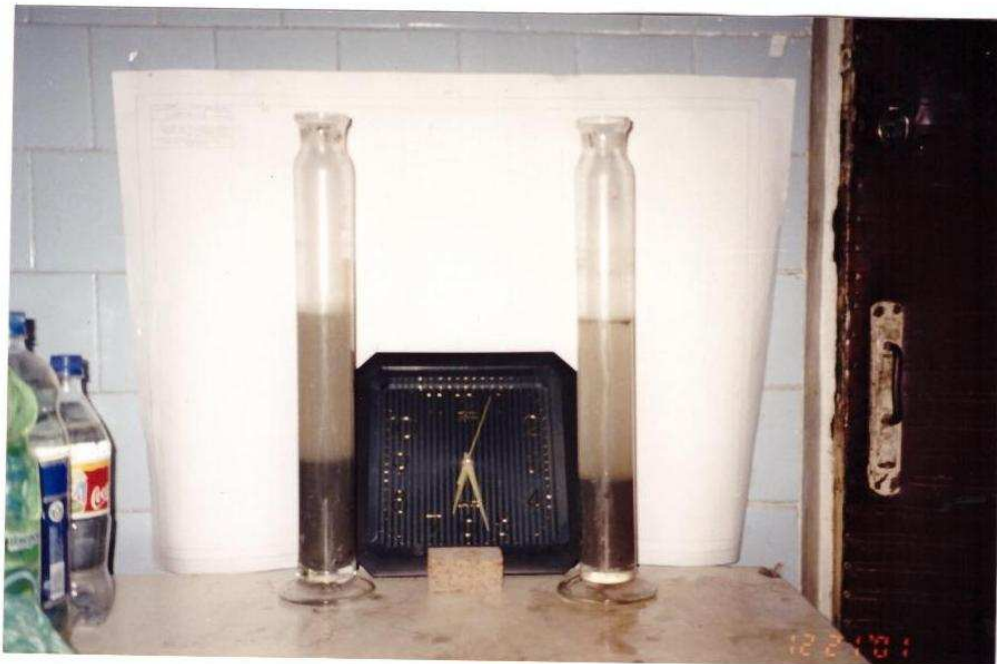


Фото №3



Фото №4

фото 2 - зафіксований момент (18 год. 26 хв.) після одночасного змулення наносів в обох циліндрах; фото 2 - стан зависі о 18 год. 36 хв.

Рисунок Б.2 - Процес осідання наносів у прісній дунайській воді й у підсоленій воді



ФОТО №5



ФОТО №6

фото 5 – стан завісі на 18 год. 46 хв.; фото 6 – стан завісі на 19 год. 56 хв.

Рисунок Б.3 - Процес осідання наносів у прісній й у підсоленій воді