УПРАВЛЕНИЕ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЙ СЛУЖБЫ
УКРАИНСКОЙ ССР
и
УКРАИНСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

VI КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

VI KONFERENZ DER DONAULÄNDER FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

VIth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING

(14—19.VI.1971)

СБОРНИК ДОКЛАДОВ
VORTRAGSSAMMLUNG
PROCEEDINGS

Книга третья

Киев — Kiew — Kiev
1972

УПРАВЛЕНИЕ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЙ СЛУЖБЫ
УКРАИНСКОЙ ССР
и
УКРАИНСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

VI КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

VI KONFERENZ DER DONAULÄNDER FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

VIth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING

(14—19.VI.1971)

СБОРНИК ДОКЛАДОВ
VORTRAGSSAMMLUNG
PROCEEDINGS

Книга третья

Киев — Kiew — Kiev
1972

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОГНОЗОВ ДЕФОРМАЦИЙ РЕЧНОГО РУСЛА

Н.Е.КОНДРАТЬЕВ, И.В.ПОПОВ, Б.Ф.СНИЩЕНКО

Государственный гидрологический институт,
Ленинград, СССР

Р е з ю м е

Дальнейшее развитие теории руслового процесса при современном его состоянии тормозится отсутствием общепризнанных исходных положений (постулатов), которые можно было бы положить в качестве твердой основы при решении частных вопросов теории. На разработку этих основных положений обращено особое внимание группы сотрудников Государственного гидрологического института. Базируясь в своих исследованиях на всестороннем изучении сложного природного явления, каким является русловой процесс, он рассматривается с позиций геоморфологии (морфологическое строение речного русла и поймы), гидрологической (режим стока воды и наносов) и гидродинамической (связь скоростного поля потока с деформируемыми жесткими границами).

Натурное изучение явлений привело к расширению основного понятия о взаимодействии потока и русла. В новом понимании принципа взаимодействия непрерывные представления классической гидродинамики сочетаются с дискретными представлениями о морфологическом строении русла и фрагментированием скоростного поля потока.

Применение принципа дискретности привело к выделению в русловом процессе структурных уровней, характерных наличием в каждом из них помимо общих законов руслового процесса, своего специфического для данного уровня закона и выделение специальных задач, решаемых на этом уровне.

В соответствии с гидроморфологической теорией выделяются группы морфологических образований, определяющихся только гидродинамическими особенностями потока (микро- и мезоформы) и группы образований, формирующихся под воздействием трех основных независимых факторов - водного режима, стока наносов и ограничивающих условий (макроформы).

Типизация схем деформаций речного русла и поймы (макроформ), создание систем их измерителей, анализ их значений и получение на этой основе количества их характеристик указанных схем обеспечивает возможность составления прогнозов деформаций.

Наличие четких внешних признаков типов руслового процесса, простота определения измерителей обеспечивает и относительно простые приемы составления таких прогнозов.

В качестве примера приводится прогноз деформаций русла р.Дунай на приустьевом участке длиной около 200 км, позволивший установить размываемые и намываемые участки русла, оценить скорость их деформаций и их возможные тенденции на ближайшие 50 лет. На этой основе оказалось возможным составить рекомендации по размещению сооружений на берегах реки (дамб, водозаборов), по назначению участков, подлежащих проведению защитных мероприятий, по наиболее эффективным их конструкциям.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die weitere Entwicklung der Flussausbildungs - theorie in ihrem heutigen Zustande wird durch das Fehlen von allgemein anerkannten Ausgangsstellungen (Postulaten) gehemmt, die als feste Grundlage zur Lösung theoretischer Probleme dienen könnten. Mit der Ausarbeitung dieser Grundlagen befaßt sich insbesondere eine Gruppe wissenschaftlicher Arbeiter des Staatlichen Institutes für Hydrologie.

Bei ihren Untersuchungen stützen sie sich auf eine allseitige Erforschung des komplizierten Na - turvorganges, den die Flußausbildung darstellt, und betrachten sie von den Blickpunkten der Geo - morphologie (morphologische Struktur des Flußbet - tes und des Hochwasserbettes), der Hydrologie (Abfluß- und Geschiebeverhältnisse) und der Hydrody - namik (Zusammenhang zwischen dem Geschwindigkeitsfeld des Stromes und den verlegbaren starren Grenzen). Die unmittelbare Erforschung der Naturvor -

gänge führte zur Erweiterung des Grundbegriffes der Wechselwirkung von Storm und Flußbett. In der neuen Auffassung des Wechselwirkungsprinzips vereinigen sich die kontinuierlichen Begriffe mit den diskreten Auffassungen der morphologischen Struktur des Flußbettes und der Zerlegung des Geschwindigkeitsfeldes des Stromes.

Die Anwendung des Unterbrechnngsprinzip führte zur Aussonderung von strukturellen Niveaus in der Flußausbildung, von denen jedes durch das Vorhandensein eines eigenen, für den gegebenen Wasserstand spezifischen Gesetzes, außer den allgemeinen Gesetzen der Flußausbildung gekennzeichnet ist, sowie zur Aussonderung von besonderen, auf diesem Niveau zu lösenden Probleme.

Entsprechend der hydromorphologischen Theorie werden Gruppen morphologischer Bildungen ausgesondert, die nur durch hydrodynamische Eigenschaften des Stromes bestimmt werden (Mikro- und Mesoformen), sowie Gruppen von Bildungen, die unter der Einwirkung von drei unabhängigen Grundfaktoren entstehen- des Flußregimes, der Geschiebeführung und der einschränkenden Bedingungen (Makroformen).

Die Typisierung der Fluß- und Hochwasserbett - verlagungsschemen (Makroformen), die Bildung ihrer Kennziffersysteme, die Analyse ihrer Bedeutung und das Erhalten auf dieser Basis begründeter Kennziffern der genannten Schemen gewährleistet die Möglichkeit einer Aufstellung von Deformierungs - prognosen. Das Vorhandensein exakter äußerlichen Merkmale der Flußausbildungstypen, sowie die einfache Kennzifferbestimmung gewährleisten auch relativ einfache Verfahren beim Zusammenstellen solcher Prognosen.

Als Beispiel wird die Prognose der Flußausbildung auf einer ungefähr 200 km langen Mündungsstrecke der Donau angeführt, die es ermöglichte, Erosions- und Anschwemmungsstrecken des Flußbettes festzustellen und ihr Deformierungstempo, sowie die möglichen Tendenzen für die nächsten 50 Jahre zu bestimmen. Auf dieser Grundlage war es möglich Empfehlungen anläßlich der Anlage von Bauten an den Flußufern (Deiche, Wasserentnahmen), der Festlegung von Schutzmaßnahmen benötigenden Strecken, sowie ihrer wirkungsvollsten Konstruktionen zu erteilen.

Оценка русловых и пойменных деформаций на реках приобретает все большее значение как в связи с широким развитием на них строительных мероприятий, так и в связи с тем, что регулирование речного стока, проводящееся во все больших масштабах, вызывает коренные изменения в ходе руслового процесса на участках длиной в сотни километров, не всегда идущие в благоприятную сторону. Поэтому возведение каждого нового водорегулирующего сооружения обычно существенно сказывается на большом числе уже существующих самых разнообразных сооружений на берегах рек и на речных поймах.

Оценка деформаций речных русел и пойм необходима для рационального размещения сооружений, для выбора наиболее целесообразных их конструкций и систем защитных сооружений, для оценки условий эксплуатации сооружений, а также для учета влияния данного сооружения на соседние, уже существующие. Для предвидения любого природного процесса следует прежде всего выяснить качественную картину процесса, что уже дает возможность качественного прогнозирования.

Для количественного прогноза необходимо иметь измерители процесса, наиболее полно отражающие его сущность. Завершающим этапом исследований является установление связей между количественными измерителями процесса и определяющими его факторами. В зависимости от степени устойчивости и многофакторности процесса приходится применять либо чисто детерминистический подход (устойчивый процесс), либо вероятностный.

Детальное изучение руслового процесса неизбежно приводит к дискретному пониманию объектов и явлений этого процесса и, как следствие, к распределению всего разнообразия проявлений процесса по так называемым структурным уровням. В границах каждого структурного уровня действуют, кроме общего закона, свои законы, определяющие специфику данного уровня.

Несоблюдение принципа дискретности приводит к тому, что либо обобщаются качественно неоднородные совокупности, либо законы, свойственные лишь данному структурному уровню, автоматически переносятся на другие структурные уровни. Следствием этого является несоответствие расчетных схем натуре.

При рассмотрении явления на высшем уровне, структурные представления нижележащего уровня заменяются условными свойствами сплошной среды. Поэтому дискретный подход не противоречит непрерывным представлениям и свойственному им применению дифференциального математического аппарата. Дискретный подход уточняет приемы и границы применения дифференциальных методов анализа. Этим существенно расширяются возможности научного анализа, реализуется принцип единства дискретного и непрерывного.

Рассматривая под этим углом зрения предшествующие многочисленные исследования в области руслового процесса, приходится констатировать, что теоретические гидродинамические и гидравлические исследования в этой области, как правило, либо рассматривают чисто гидродинамические проблемы (например, движение двухфазной жидкости), либо применяют законы гидродинамики к русловому процессу, допуская его грубую схематизацию - рассматривая реку как постоянный канал параболического или трапецеидального сечения, русло и пойму в виде двух параллельных каналов - узкого и глубокого (русло) и широкого и мелкого (пойма). Такой сложный процесс как меандрирование рассматривается лишь с позиций правил Фарга, применимых лишь к одной из его разновидностей.

Гидродинамическое решение задачи требует установления жестких граничных условий. В случаях же руслового процесса имеет место большая изменчивость этих условий. Поэтому их изучение (выяснение морфологических закономерностей русловых и пойменных переформирований) приобретает первостепенное значение.

Высокие эксплуатационные расходы многих сору-

жений на реках, нередко слабая эффективность защитных мероприятий, наконец, прямые аварии обычно расцениваются как результат стихийного бедствия. В действительности в подавляющем большинстве случаев они обусловлены недостаточным развитием теории руслового процесса.

Наиболее слабым местом современной теории руслового процесса является недостаточная изученность самого процесса, недостаточность или отсутствие основных формулировок, отображающих его сущность. Отсюда возникают противоречия в разработке деталей, дискуссии формального характера, при потере интереса к строгости исходных позиций, преувеличенный интерес к частностям и к аппарату, которым подменяется теория.

Яркие проявления дискретности руслового процесса обнаруживаются при первом же анализе натурных материалов.

Следствием такого анализа и явилось создание гидроморфологической теории руслового процесса. Отличительными ее чертами являются: дискретный подход к проблеме, особое внимание к формулировке общих положений, отражающих основное содержание процесса, перенос проблемы из области теоретической механики на стык трех наук - гидрологии, гидродинамики и геоморфологии.

При создании этой теории особое внимание уделялось изучению форм проявления руслового процесса на натурных реках, на уточнение на этой основе постановки задачи, на четкое ее ограничение и обработку основных позиций, о которых упоминалось выше.

Впервые итоги исследований были опубликованы в монографии "Русловой процесс" (под ред.И.Е.Кондратьева, 1959), развиты в монографии И.В.Попова "Деформации речных русел и гидротехническое строительство" (1965 г., 1969 г.) и в ряде статей авторов доклада, опубликованных во многих выпусках Трудов ГГИ, в докладах, представленных на XI конгресс МАГИ и др.

Анализ картографических, геоморфологических и гидрологических материалов с особым упором на получение прямых данных о деформациях русла, а не их косвенных признаков, позволяет определить русловой процесс как изменения в морфологическом строении речного русла и поймы, происходящие под действием текущей воды. Гидродинамическое воздействие потока на размываемое дно следует рассматривать лишь как внутреннее звено в причинно-следственных связях, поскольку гидродинамические силы сами подчинены условиям водного режима и действуют в среде, подчиненной законам геоморфологии.

Все виды деформаций подразделяются на два вида:

а) однонаправленная необратимая перестройка русла и поймы, носящая вековой характер;

б) обратимые деформации, связанные с переотложением наносов, в процессе их перемещения.

Оба вида деформаций неизбежно связаны с транспортом наносов, поэтому исследование деформаций непрерывно связано с изучением транспорта наносов.

Под наносами следует понимать только те частицы, которые в процессе транзита могут участвовать в формировании донных или пойменных отложений. При исследовании транспорта наносов важно различать донные и взвешенные наносы, так как механизм их перемещения резко различен. Донные наносы перекатываются или сальтируют, при движении обычно образуют гряды, взвешенным-свойственны длинные траектории, оседая они смешиваются с донными, образуют слоистый наилок на дне реки или в пойме.

В той же мере, в какой можно говорить об устойчивости водного режима и стоке наносов, переотложения наносов носят устойчивый характер, что дает основание считать, что большинство рек находится в состоянии динамического равновесия. Его нарушение (появление однонаправленности деформаций) возможно в случае соответствующих изменений основных факторов руслообразования - водного режима, стока наносов, ограничивающих условий (неразмываемость пород, искусственные сооружения).

Подходя к формам проявления руслового процесса с дискретных позиций, можно выделить следующие структурные уровни, которые объединяют определенные группы морфологических образований.

К первому, низшему структурному уровню можно отнести движение в потоке отдельной частицы наносов. Оно определяется только свойством материала частицы и фактором турбулентности.

Ко второму структурному уровню относятся песчаные гряды массового распространения, связанные с мгновенным полем скоростей. Кроме массовости им свойственна малая инерционность движения, большая подвижность, специфическая роль - они являются выступами шероховатости, определяя сопротивление движению придонного слоя, перемещение этих гряд выражает мгновенные расходы донных наносов. Эти гряды названы микроформами.

Третий структурный уровень - одиночные крупные гряды в русле - мезоформы. Определяются осредненным полем скоростей (макротурбулентностью), обладают значительной инерционностью, влияют на структуру всей толщи потока. Перемещение мезоформ выражает уже сезонные характеристики стока наносов.

Четвертый структурный уровень - макроформы - комплексы взаимосвязанных морфологических образований, включающих и пойму (речные излучины, разветвленные участки и т.п.), определяют внешний вид русла и поймы. Для объяснения их разнообразия приходится привлекать не только гидравлику, но и комплекс природных условий всего водосбора реки - его водный режим, сток наносов, особенности геологического строения речной долины.

К пятому структурному уровню можно отнести речную долину в целом. Для объяснения ее особенностей требуется знание прежде всего геоморфологических закономерностей, истории развития.

В пределах каждого структурного уровня возможна типизация морфологических образований (их форм, размеров, закономерностей перемещения). Например,

типизация частиц, микроформ, средних форм, макроформ, речных долин, что обусловлено местными особенностями определяющих их факторов.

Основное внимание было уделено типизации макроформ, как имеющих наибольшее практическое значение. В основу типизации положен анализ натурного материала по рекам общей длиной свыше 500 тыс.км.

Выделено 7 основных типов перемещения потоком наносов – руслового процесса.

Ленточно-грядовый тип – перемещение донных наносов в форме одиночных гряд, располагающихся в средней части реки. Плановые деформации русла отсутствуют. Взвешенные наносы проходят транзитом.

Побочневый тип – перемещение перекошенных по фронту одиночных гряд, образующих закономерно чередующиеся по противоположным берегам скопления наносов – побочни, сползающие только в половодье. Общие плановые деформации берегов русла также не характерны.

Ограниченное меандрирование – каждая излучина реки проходит определенный цикл развития, достигая петли, перешеек которой прорывается, что завершает цикл ее развития, после чего он повторяется.

Незавершенное меандрирование – случаи, когда цикл развития, идущий по схеме свободного меандрирования, прерывается образованием спрямляющего русла.

Пойменная многорукавность – деформации выражаются в развитии на пойме серий спрямляющих проток и отмирании одних из них как в результате спрямлений излучин, так и размывов пойменным течением.

При переходе от ленточногрядового типа к пойменной многорукавности отмечается закономерное изменение транспортирующей способности потока и уменьшение разности уклонов дна долины и свободной водной поверхности. При перегрузке потока донными наносами возникает особая форма перемещения наносов – движение рядов гряд. Этот тип процесса назван русловой многорукавностью. В зависимости от особенностей факторов руслообразования в этом случае могут наблюдаться очень подвижные осередки (блуждание русла), образование в русле островов, появление различных типов руслового процесса даже на смежных рукавах. Этот тип процесса обладает наивысшей транспортирующей способностью благодаря распластанности русла – большому фронту перемещения наносов.

Однонаправленные изменения транспортирующей способности при переходе от одного типа руслового процесса (макроформ) к другому являются результатом появления в каждом типе руслового процесса качественного новых форм транспорта наносов.

Легко видеть, что существующие гидравлические методы расчета тенденций руслового процесса, использующие принцип баланса наносов, благодаря типизации значительно конкретизируются, давая возможность предусмотреть форму изменений транспорта наносов.

Значительная определенность и конкретность типизации обеспечивается специально разработанной системой измерителей макроформ. Эти измерители позволяют просто и наглядно количественно характеризовать те деформации, которые свойственны данному типу руслового процесса. Для грядообразных макроформ измерители позволяют охарактеризовать размеры гряд и скорость их сползания, для разновидностей меандрирования – формы излучин и ход их деформаций, для пойменной и русловой многорукавности – особенности сети проток и характер их деформаций.

Основными измерителями являются λ – шаг гряд (излучин); S/λ – степень развитости излучин, где S – длина излучины; α – входа, α выхода и α разворота (суммарный угол) и др.

Возможность определения этих характеристик по обычным топографическим картам обеспечивает получение больших рядов их значений и возможность применения статистических, аналитических и графических методов анализа как самых величин, так и связей между ними и связей с определяющими факторами.

В итоге установлена значительная устойчивость относительных размеров характеристик макроформ в пространстве, обнаружена цикличность развития излучин при свободном и незавершенном меандрировании. Выявлен ряд особенностей развития свободномеандрирующих излучин, в частности, наличие двух линий их развития – вытягивание с сохранением одноплесовости и формирование петли, с увеличением ее асимметрии и раздвоением плесов. Установлены критериальные характеристики появления спрямлений излучин при незавершенном меандровании. Обнаружены прямые связи размеров указанных выше характеристик макроформ с водностью реки (средним максимальным расходом воды), уклонами дна долины. Установлена зависимость между степенью затопления поймы и стадиями развития излучин, при которых возникают их спрямлений. При сохранении одноплесовости глубина плеса по мере развития излучины увеличивается. С развитием петли русла (многоплесовые излучины) глубины плесов слабо изменяются. Скорость плановых деформаций излучин пропорциональна глубине и т.п. Легко видеть, что типизация и предлагаемые системы измерителей макроформ обеспечивают возможность количественных расчетов деформаций на чисто морфологической основе.

Определение типа руслового процесса, что возможно по картам и аэрофотоснимкам, позволяет предвидеть схему будущих деформаций русла, что по существу является элементом прогнозирования и позволяет достаточно уверенно ответить на вопрос об оптимальных местах расположения сооружений в руслах и поймах рек и о наиболее эффективных в каждом данном случае защитных мероприятиях (наиболее эффективными оказываются мероприятия, хорошо согласующиеся с ходом деформаций). Применение же морфологических и гидроморфологических зависимостей дает возможность количественного прогноза. В качестве примера чисто морфологического приема решения задачи можно привести формулу для расчета плановых

деформаций вогнутых берегов излучин:

$$y = C_к T \frac{Z_п - Z_о}{Z_т - Z_о},$$

где y – смещение бровки берега в м;

$C_к$ – наибольшая скорость этого смещения, определяемая по данным совмещения карт разных лет съемки (м/год);

T – расчетный интервал времени (год);

$Z_т$ – глубина в расчетном створе (м);

$Z_п$ – наибольшая глубина в плесе излучины (м);

$Z_о$ – средняя глубина перекатов излучины (м).

Многочисленные проверки показали удовлетворительную оправдываемость расчетов по этой формуле.

Аналогичные приемы созданы для оценки предельных глубин размыва русла при ленточногрядовом, побочневом типах руслового процесса и при ограниченном меандрировании.

Дальнейшее развитие методов расчета и прогноза руслового процесса идет в направлении совместного применения гидравлических методов оценки деформаций макроформ на морфологической основе и с учетом характеристик водного режима. Поскольку последний обычно отличается большей изменчивостью, оказывается необходимым учет его осуществлять на вероятностной основе.

Примерами решения задач, основанного на совместном применении гидравлических расчетов, выполненных на морфологической основе и с учетом водного режима, могут служить способы оценки спрямляющих проток при незавершенном меандрировании, а также приемы оценки хода затопления поймы и развития на них течений. Вероятностные приемы оценки использовались для расчета волновых явлений для оценки устойчивости сооружений на поймах рек.

Для рек, имеющих естественный водный режим, обычно требуется прогноз развития отдельных относительно коротких участков (отдельных или групп смежных макроформ).

Для рек с зарегулированным водным режимом наряду с этим обычно требуется прогноз деформаций русла и поймы реки на участках большого протяжения. Если на реках с естественным водным режимом наблюдаются длительно идущие деформации данной выделенной макроформы, т.е. длительное время существует один и тот же тип руслового процесса, то в условиях регулирования стока возможен переход одного типа руслового процесса в другой, т.е. смена макроформ одного типа другим. По этим причинам прогноз деформаций речного русла и поймы в условиях незарегулированного водного режима оказывается более простым и надежным. Большой круг вопросов в этом случае решается чисто морфологическим путем.

Применение гидравлического расчета на морфологической основе с учетом водного режима (его вероятностных характеристик) приобретает особое значение при тех типах руслового процесса, при которых возможны резкие изменения в ходе этого процесса, обусловленные особенностями его развития. Например, при свободном меандрировании такие условия возникают на участках прорыва петель русла, при незавершенном меандрировании – в случаях быстрого развития спрямляющих протоков. Указанные приемы прогноза применяются и в тех случаях, когда требуется оценить режим деформаций от года к году или внутри года.

Для зарегулированных рек первоочередной задачей является оценить возможность изменения типа руслового процесса на участках большой длины, так как без этого для прогноза нельзя использовать известные тенденции в развитии макроформ данного типа.

Возможность перехода одного типа руслового процесса в другой может быть установлена на основе специально разработанных критериальных зависимостей. Они устанавливают связь между типом руслового процесса и присущими ему гидрологическими и гидравлическими характеристиками и основаны на большом массовом натурном материале.

В данном докладе нельзя подробно рассмотреть примеры прогнозов руслового процесса. Однако перспективность предлагаемого пути решения проблемы достаточно наглядно характеризуется тем обстоятельством, что даже простейшие чисто морфологические приемы решения задачи дают большой практический эффект.

В начале 1971 г. гидрологическим институтом был составлен прогноз деформаций русла приустьевого участка р.Дунай от Рени до Вилково для нужд проектирования защитных дамб и водозаборов для орошения. Были выделены участки с разным типом руслового процесса, называющиеся морфологически однородными. Путем сопоставления карт разных лет съемки были установлены зоны размыва и намыва берегов. Важным критерием правомерности выделенных зон явилось их соответствие схемам деформаций, свойственных типу процесса, развитому на участке с выделенными зонами. Это дает возможность выявить дальнейший ход деформаций и оценить его устойчивость во времени. Оценка скорости деформаций, выполненная также на основе сопоставления карт, позволила установить приближенную продолжительность их отдельных фаз. На этой основе оказалось возможным рекомендовать общие принципы размещения дамб и водозаборов, установить участки, подлежащие креплению, и желательные его конструкции (согласующиеся с ходом деформаций). Выявлены участки существующих водозаборов, нуждающиеся в защитных мероприятиях от неблагоприятных воздействий руслового процесса, намечены участки, наиболее благоприятные для строительства новых водозаборных сооружений.

Таким образом получены важные исходные данные для проектирования сооружений на оцениваемом участке, причем относительно простым способом.

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ ПРОГНОЗА ДЕФОРМАЦИЙ РУСЛА ВОДОТОКА В КВАЗИСТАЦИОНАРНЫХ УСЛОВИЯХ

М.МИЛОРАДОВ, М.БАОШИЧ

Институт водного хозяйства им. Ярослава Черни,
Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

При предположении, что непрерывно изменяющийся ход расходов воды и наносов можно в определенных интервалах времени аппроксимировать стационарным состоянием, можно дать математическую модель для расчета деформаций русла водотока на электронных вычислительных цифровых машинах.

Программа вычислений включает расчеты уровня воды, транспорта наносов и изменений в русле водотока, возникающих в результате взаимодействия этих факторов.

S u m m a r y

Under the supposition that, in determined time intervals, a water and sediment discharge can be approximated by a line of steady states, the Report gives a mathematical model for the calculation on digital computers of a watercourse bed deformation.

The program includes the calculation of the water level, the sediment transport and the changes in the watercourse bed that occur as a result of the reciprocal action of those factors and up-and downstream conditions.

K u r z f a s s u n g

Unter der Voraussetzung, dass man den veränderlichen hydrologischen Zyklus des Durchflusses von Wasser und Geschiebe in bestimmten Zeitintervalen durch eine Reihe von stationären Zuständen approximieren kann, gibt das Referat ein mathematisches Model für Berechnungen auf digitalen Rechenmaschinen der Verformung des Flussbettes eines Wasserlaufes.

Das Programm umfasst die Berechnungen des Wasserspiegels, des Geschiebetransport und der Veränderungen im Bett eines Wasserlaufes, die als Resultat der gegenseitigen Wirkungen dieser Faktoren und der Flussauf - und obwärtsbedigungen entstehen.

I. Введение

Русла аллювиальных водотоков возникают в условиях сложного взаимодействия турбулентного течения воды и наносов и среды, в которой эти процессы происходят. Формы аллювиальных русел водотоков отражают закономерности этого взаимодействия; между их элементами существует определенная корреляционная зависимость, определяющая русловой процесс. В соответствии с этим, расчет деформаций русла аллювиального водотока представляет собой решение сложного вопроса о взаимоотношении между турбулентным течением воды и наносов и самими элементами русла водотока. Для прогноза русловых деформаций необходим прогноз гидрологических характеристик водотока, которые также являются переменными величинами.

Сложность турбулентного течения воды, сопровождающегося переносом наносов в условиях переменных, составленных из некогерентных материалов, сечений, которые в дальнейшем усложняют условия математической формулировки и решения проблемы, – все это определяет необходимость наиболее адекватного моделирования сути естественного процесса. Необходимо также принимать в расчет возможные изменения водного режима и стока наносов в будущем. Упрощает задачу медленная и постепенная изменчивость характеристик русла водотока в пространстве и времени.

Имея в виду изложенное, в поставленном вопросе мы не должны ставить сложных задач. Это следует подчеркнуть еще и потому, что многочисленные проблемы, рассматриваемые в этой работе, теоретически еще окончательно не решены. В последующем при развитии этой области науки следует ожидать дальнейших успехов, как в теоретическом, так и в практическом планах. Поэтому в настоящем исследовании прежде всего поставлена задача о программировании расчета деформаций русла водотока, исходя из известных граничных условий, т.е. из наличия входных гидрографов расходов наносов. Сделана попытка решить ряд практических задач с использованием вычислительных машин для проведения этих расчетов. При этом имелись в виду проблемы связи объемов входных и выходных данных, аппроксимация и интерполяция дискретных данных функциональными зависимостями, а также проблемы тарирования как самой программы, так и параметров начальных уравнений.

2. Основные уравнения и общие условия деформаций русла

Основные уравнения для расчета деформации русла основываются на решений уравнений движения вискозных флюидов, транспортирования наносов и уравнения баланса наносов. Так как эти уравнения в общем случае не решаются для трехмерной задачи, будем рассматривать так называемую плоскую задачу. Основными уравнениями для плоского течения, как известно, являются:

а) уравнения Сен-Венана:

– динамическое уравнение:

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{1}{g}\frac{\partial (v^2)}{\partial x}+\frac{\partial z}{\partial x}=S_{tr}; \qquad (1)$$

– уравнение непрерывности:

$$\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial z}{\partial t}=0; \qquad (2)$$

б) уравнения для транспортировки наносов:

$$p;g=f(v,x,t,d,W,\gamma_s); \qquad (3)$$

в) уравнение баланса наносов:

$$\frac{\partial (pg)}{\partial x}+\frac{\partial z_d}{\partial t}=0. \qquad (4)$$

(Использованные в этой работе обозначения даны в конце доклада).

Эту систему уравнений следовало бы решать непосредственно интегрированием, так как деформация

русла происходит одновременно с изменением течения воды и наносов вдоль водотока и во времени. Однако при решении ее даже для плоской задачи возникает ряд трудностей, а в некоторых случаях получить решение вообще невозможно. Вместе с тем, в таком решении нет необходимости в виду того, что изменения элементов русла водотока (глубины, ширины и др.), то есть деформация русла и изменение уровня воды в нем происходят медленно как во времени, так и в пространстве, и имеют разную интенсивность и порядок величин. Это дает возможность свести эту систему уравнений для нестационарного течения в плоских условиях к уравнению для расчета в стационарных условиях. Суть упрощения состоит в том, чтобы в определенном интервале времени Δt пренебречь нестационарностью течения воды, принимая:

$$Q = const$$

и

$$\frac{\partial(v^2)}{\partial x} = 0 .$$

В этом случае уравнения Сен-Венана сводятся к обычному дифференциальному уравнению, которое после интегрирования преобразуется в известную формулу Шези:

$$J = S_{tr} = \frac{v^2}{C^2 R} .$$

После такого упрощения, система уравнений, которой уточняется расчет деформации русла в стационарных условиях, будет следующей:

- динамическое уравнение:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = S_{tr} = \frac{v^2}{C^2 R} ; \quad \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{Q}{A^2 C^2 R} ; \qquad (5)$$

- уравнение непрерывности:

$$Q = const ; \qquad (6)$$

- уравнение для транспортировки наносов:

$$p, g = f(v, x, t, d, W, \gamma_s) ; \qquad (7)$$

- уравнение баланса наносов:

$$\frac{\partial(p,g)}{\partial x} + \frac{\partial z_d}{\partial t} = 0 . \qquad (8)$$

Такое упрощение на первый взгляд кажется весьма грубым. Однако имея в виду применение электронных вычислительных машин, допускающих проведение большого числа расчетов, используя достаточно короткие интервалы длины Δx и времени Δt, можно приблизить расчет к физическим условиям одновременных изменений русла водотока и уровня воды. Кроме того, подобное упрощение находит оправдание и с точки зрения возможности расчета транспорта наносов, так как современные теоретические и практические методы расчета транспортирования наносов не обеспечивают получение большей точности в этих расчетах. Известно также, что расчеты транспортирования наносов находятся в прямой зависимости от гидравлических характеристик водотока, поэтому при программировании расчета необходимо обратить внимание на то, чтобы получить действительные значения основных гидравлических характеристик, которые используются для расчета транспортирования наносов. Это, прежде всего, скорости течения воды и уклоны свободной водной поверхности в основном русле, поймах и рукавах. Установление этих характеристик особенно важно при расчете деформаций русла водотока, которые прямо пропорциональны изменениям транспорта наносов во времени и вдоль участка Δx. Каждый ошибочный расчет транспорта наносов непосредственно влияет на результат расчета изменений русла водотока. Поэтому нами сделана попытка на основе сравнительно простых основных уравнений, опираясь на непосредственные измерения и натурные исследования гидравлических характеристик, транспорта наносов и деформаций русла водотока, обеспечить расчеты, которые дадут удовлетворительные результаты. Модель расчета тарирована на основе данных измерений, проведенных на участке Дуная, для которого имелись сведения о расходах воды и наносов и съемки изменений русла водотока.

3. Алгоритм и способ расчета

Способ расчета при помощи этой модели состоит в том, что в данном интервале времени Δt по формуле (5) вычисляются уровни воды для определенных расходов Q; затем, по уравнениям (7) вычисляется транспортирующая способность потока и, наконец, по уравнению (8) вычисляются изменения вдоль русла водотока. Расчет повторяется последовательно для нового интервала времени Δt и новых элементов русла водотока. Граничные условия при расчете определяются на базе натурных работ.

3.1. Расчет уровня воды

Так как естественные поперечные профили русла чаще всего бывает очень сложными, то алгоритм для расчета уровня воды и транспорта наносов разработан для наиболее сложного случая. При разработке алгоритма сделано предположение, что естественное русло является весьма сложным (рис.1), что поперечный уклон водной поверхности в заданном створе равен нулю и что, согласно этому, разделение расходов между основным руслом, поймой и рукавом можно провести пропорционально падению трения Δz_{tr}. Предполагается также, что транспорт взвешенных и влекомых наносов можно разделить пропорционально гидравлическим характеристикам отдельных частей

водотока. Этим обеспечивается возможность расчета деформаций каждой части водотока, но без учета влияния поперечного переноса наносов вследствие пространственного винтообразного течения воды в открытых водотоках.

Так как уравнение (5) для естественно сложившихся русел из-за изменчивости сечений вдоль водотока не может непосредственно интегрироваться, то расчет проводится последовательным интегрированием. Алгоритм для расчета, согласованный с проведением расчета на вычислительных машинах, будет следующий:

$$z_{i,l} = z_{i+1,l} + \Delta z_{tr,i,l} . \qquad (9)$$

$\Delta z_{tr,i,l}$ получается в результате решения уравнения (5):

$$\Delta z_{tr,i,l} = \frac{Q_l \cdot n^2_{i,l}}{(\overline{nK})_{i,l}} \Delta x_{i,l} , \qquad (10)$$

где

$$(\overline{nK})_{i,l} = \frac{1}{2}\left[(nK)_{i+1,l} + (nK)_{i,l}\right] . \qquad (11)$$

Вычисление значений nK производится на основании входных геометрических характеристик и шероховатости n_k :

$$(nK)_{i,l} = \sum_{k=1}^{r} (nK)_{i,k} \sqrt{\frac{\Delta x_{i,l}}{\Delta x_{i,k}}} \cdot \frac{n_{i,l}}{n_{i,k}} , \qquad (12)$$

$$(nK)_{i,k} = A_{i,k} R_{i,k}^{2/3} , \qquad (13)$$

$$A_{i,k} = \int_{z/B=0}^{z_n} B_{i,k}(z)\, dz , \qquad (14)$$

$$R_{i,k} = \frac{A_{i,k}}{B_{i,k}} . \qquad (15)$$

Вычисление элементов $A_{i,k}$, $(nK)_{i,k}$ и $R_{i,k}$ можно проводить непосредственно, что при применении вычислительных машин является весьма практичным. Однако, для решения уравнения (10) необходимо провести аналитическую интерполяцию зависимости $(nK)_{i,l} = f(z)$ с тем, чтобы можно было получить величины (nK) для каких угодно значений z и x, что необходимо для вычисления уровня воды. О проблемах интерполяции и аппроксимации будет сказано подробнее в главе о математических проблемах, связанных с расчетом деформаций русла.

3.2. Расчет транспорта наносов

Теоретические аспекты расчета транспорта наносов в открытых водотоках все еще являются предметом многочисленных исследований и многие вопросы этих расчетов все еще не решены. В связи с этим в данной работе для расчетов транспорта наносов используются инженерные формулы, так как в этом отношении лучшего выхода нет. Но на основании исследований и последующего анализа параметров, которые входят в уравнения для расчета транспорта наносов, можно получить удовлетворительные результаты расчета.

Схематизация условий для начала движения наносов и изменений, которые могут произойти на расчетном участке, показана на рис.2. Если представить, что в определенный момент за единицу времени Δt_l на участок "i" приходит общее количество взвешенных наносов $P_{i+1,l}$ и влекомых наносов $G_{i+1,l}$, а транспортирующая способность потока на участке составляет $P_{i,l}$ и $G_{i,l}$, тогда можно записать:

– для взвешенных наносов:

$$\pm \Delta P_{i,l} = P_{i+1,l} - P_{i,l} , \qquad (16)$$

– для влекомых наносов:

$$\pm \Delta G_{i,l} = (G_{i+1,l} \pm \Delta P_{i,l}) - G_{i,l} . \qquad (17)$$

Так как взвешенные наносы в процессе их транспорта поднимаются со дна или падают на него, то они, очевидно, непосредственно влияют на изменение количества влекомых наносов, а косвенно и на количество наносов, которое будет продолжительное время осаждаться или подвергаться взмыву со дна. Помимо этого непосредственного влияния на количество влекомых наносов и изменение русла водотока, очевидно, что осаждение или взмыв взвешенных мелких частиц может влиять и на характеристики влекомых наносов, прежде всего на их крупность. Этот параметр влияет, как это известно, и на транспортирующую способность водотока, что необходимо принимать во внимание при расчете транспорта наносов и при расчете деформаций русла.

Для конкретных расчетов в программе использованы соответствующие формулы.

Для расчета взвешенных наносов эти формулы имеют следующий вид:

$$P_{i,l,k} = \eta \frac{v^3_{i,l,k}}{R_{i,l,k} W_{i,l}} Q_{i,l,k} , \qquad (18)$$

где

$$\eta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \left(\frac{v}{v_*}\right)^2 \cdot \frac{gR}{v^2} \cdot \frac{W}{v} \cdot C . \qquad (19)$$

Предполагается, что параметр η может быть определен по натурным данным, полученным на конкретном водотоке и по уравнению (19). При недостатке натурных данных в инженерной практике часто принимается $\eta = const$; согласно концепции советских исследователей Росинского и Кузьмина, параметр η принимается как постоянная величина, имеющая два значения.

В этом случае для вычисления расходов взвешенных наносов получаем два уравнения, в которых:

$P^*_{i,l,k}$ – верхняя граница транспортирующей способности, при которой начинается выпадение наносов;

P^*_{i,l,k_*} – нижняя граница транспортирующей способности, при которой начинается взмыв частиц.

В связи с этим, результирующий процесс изменений в транспорте наносов на участке " i " приобретает следующий вид:

– для $P^*_{i,l,k} > P_{i+1,l,k} > P_{i,l,k_*}$ (20)

$$\Delta P_{i,l,k} = 0,$$

то есть, нет ни осаждения, ни взмыва взвешенных наносов;

– для $P_{i+1,l,k} < P_{i,l,k_*}$ (21)

$$\Delta P_{i,l,k} = P_{i,l,k_*} - P_{i+1,l,k},$$

то есть, появляется взмыв частиц в русле

– для $P_{i+1,l,k} > P^*_{i,l,k}$ (22)

$$\Delta P_{i,l,k} = P^*_{i,l,k} - P_{i+1,l,k}$$

– появляется осаждение наносов на участке.

Для расчета влекомых наносов использована формула:

$$G_{i,l,1} = B_i C (\tau_{i,l,1} - \tau_{om})^{3/2} \frac{n_\tau}{n_{l,1}}, \quad (23)$$

где:

$$\tau_{i,l,1} = \gamma R_{i,l,1} J_{i,l}, \quad (24)$$

$$J_{i,l} = \frac{\left[z_{i,l} + \frac{v^2_{i,l,1}}{2g} \right] - \left[z_{i-1,l} + \frac{v^2_{i,l,1}}{2g} \right]}{\Delta x_{i,l}}, \quad (25)$$

$$\tau_{om} = \alpha_m (\gamma_s - \gamma) d_{sr}; \quad \alpha_m = f(v_*, d). \quad (26)$$

Для этой формулы также сделано предположение, что коэффициент α_m может иметь два значения: для случая осаждения и взмыва. Этот параметр определяется также на основании измерений расходов наносов на конкретном водотоке.

При постановке самого расчета сделано предположение, что транспортирующая способность на входе в низовой участок равна транспортирующей способности участка.

Последняя вычисляется с учетом того, что произошло на участке – осаждение или взмыв для того, чтобы была удовлетворена транспортирующая способность.

3.3. Расчет деформации русла

Исходя из уравнения (8), выражение для расчета деформации русла в конечных разностях, гласит:

$$\frac{\pm \Delta P_{i,l,k} \pm \Delta G_{i,l,k}}{\Delta x_{i,k} \gamma_s} + \frac{B_{i,k} \Delta Z_{i,l,k,d}}{\Delta t} = 0, \quad (27)$$

то-есть:

$$B_{i,k} \Delta Z_{i,l,k,d} = \frac{\pm \Delta P_{i,l,k} \pm \Delta G_{i,l,k}}{\Delta x_{i,k} \gamma_s} \Delta t. \quad (28)$$

Расчет деформации можно провести для каждого интервала времени Δt, согласно схематизации входной гидрограммы расхода воды и наносов (рис.3). Однако, поскольку интенсивность изменения русла водотока несоизмеримо мала по сравнению с изменением уровня воды и других гидрологических характеристик, расчет деформации русла можно проводить лишь за длительный интервал времени ΔT. Расчет деформации часто можно провести для целого гидрологического года, и только тогда получаются реальные значения изменения русла ΔZ_d. В таких условиях выражение для расчета деформации русла имеет вид:

$$\Delta A_{i,k,T} = B_{i,k} \sum_{t=1}^{T} \Delta Z = \frac{\pm \sum_1^T \Delta P_{i,l,k} \pm \sum_1^T \Delta G_{i,l,k}}{\Delta x_{i,k} \gamma_s}. \quad (29)$$

После получения данных о деформации русла необходимо провести коррекцию начальных элементов русла водотока:

$$A_{i,k,p}(z) = A_{i,k,p}(z) \pm \Delta A_{i,k,p}. \quad (30)$$

Здесь " p " принято как символ периода, для которого проводится расчет деформации русла водотока. После проведенных изменений элементов русла водотока, расчет продолжается по гидрограмме, уточненной на входном профиле.

3.4. Начальные и граничные условия для расчета

Для конкретного проведения расчета деформации необходимо уточнить начальные и граничные условия.

Из начальных условий необходимо уточнить элементы русла водотока путем получения пар значений $B_{jk}(z)_{jk}$ и соответствующих z_D для поперечных профилей, затем соответствующие значения шероховатости для расчета уровня воды n_k, крупность влекомых наносов вдоль наблюдаемого участка водотока d_{sr}.

Из граничных условий на верховом конце расчетного участка необходимо уточнить входную гидрограмму расходов воды $Q = Q(z)$, входные расходы взвешенных наносов (псаммограмма) $P = P(z)$ для тождественных интервалов времени, для которых даны и расходы воды, входные расходы влекомых наносов $G = G(z)$ для основного русла и рукава, если он существует и входную крупность ω взвешенных наносов.

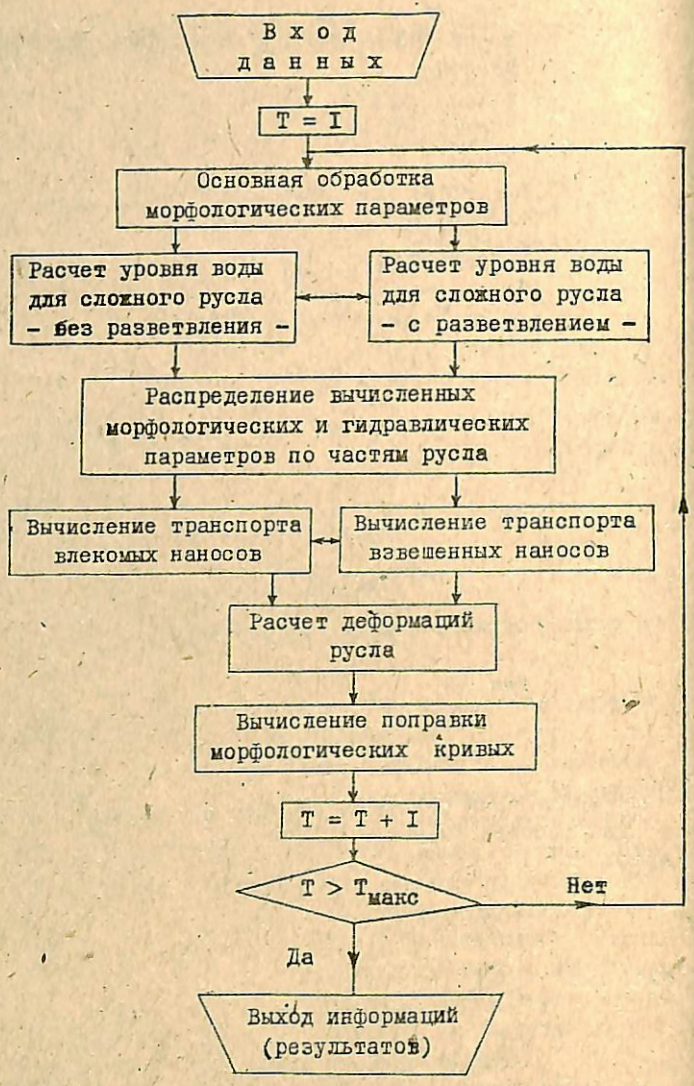
4. Общая программа и некоторые математические проблемы реализации расчета

Программа для работы на электронной вычислительной цифровой машине составлена на языке FORTRAN IV. Испытание и проведение этой программы выполнено на вычислительной машине ИБМ 360/44.

Из ряда особенностей, которые появляются при решении этой комплексно поставленной задачи можно выделить несколько.

4.I. Организация процесса расчета

Принимая во внимание возможность различного использования этой программы, особое внимание следовало уделить формированию такой логической диаграммы, которая с одной стороны допускает проведение комплексной программы, уточненной поставленным алгоритмом, а с другой стороны предоставляет возможность выделения отдельных, каким-то другим способом связанных, логических цельностей, в целях решения иначе поставленных проблем. Таким образом, эту сложную программу можно представить как совокупность небольших программных цельностей, функционирование и взаимосвязь которых можно логически схематизировать следующим способом; как показано на схеме.



T – единичный интервал времени (I год), для которого выполняется расчет.

4.2. Математические проблемы интерполяции и аппроксимации дискретных значений функциональными зависимостями

Если учесть, что при решении практических задач речной гидравлики часто встречаются различные зависимости, данные парами дискретных значений, то проблема интерполяции и аппроксимации представляется весьма важной. Для определения значения зависимо переменных точек, которые не совпадают с заданными точками, могут быть использованы два метода: метод интерполяции и метод аппроксимации.

Метод интерполяции по многим причинам не может считаться наиболее подходящим. Во-первых, заданные значения этих зависимостей получены в большинстве случаев экспериментальным путем, поэтому содержит в себе случайные ошибки (например, ошибки измерения и т.п.). Эти ошибки вносятся в интерполяционный полином и этим деформируют подлинную картину "поведения" функции. Иначе говоря, нельзя требовать, чтобы в отдельных точках действительные и приблизительные значения совпадали, когда в тех же точках действительные значения неточны. С другой стороны, необычно большие и резкие изменения заданных зависимостей не допускают использования одного обобщенного интерполяционного полинома. При этих условиях следовало бы от случая к случаю формировать всегда новый интерполяционный полином, а это практически сделать невозможно. И, наконец, если бы он и был сформирован и притом при большом числе узлов, получились бы громоздкие выражения, непрактичные для интерполяционных полиномов.

Практика показала, что аппроксимативные функции значительно лучше представляют реальную функцию, чем интерполяционные полиномы. Хорошо зарекомендовала себя аппроксимация ортогональными полиномами,

которые, как известно, представляют собой полную систему функций. Из теории также известно, что каждая полная система функций обладает тем свойством, что при помощи этой системы, при наперед заданной точности, можно аппроксимировать каждую функцию или дискретную графическую зависимость в некотором интервале, причем квадрат отклонения является минимальным.

Сама аппроксимация состоит в следующем: для данных пар дискретных зависимостей x_i и y_i требуется полиномом $S(x)$ степени K :

$$S(x) = \sum_{j=0}^{K} C_j S_j(x),$$

который доводит отклонение до минимума:

$$E = \sum_{i=1}^{m} \delta_i \left[S(x_i) - y_i \right]^2,$$

где δ_i – коэффициенты весомости.

Для вычисления ($K + 1$) значения неизвестных C_j пишется как:

$$\frac{1}{2} \frac{\partial E}{\partial C_j} = 0,$$

откуда вытекает следующая система:

$$C_j \sum_{i=1}^{m} \delta_i S_j^2(x_i) - \sum_{i=1}^{m} \delta_i y_i S_j(x_i) = 0; \quad j = 1,2,\cdots,K+1,$$

решения которой являются искомыми коэффициентами C_j . Полиномы $S_j(x)$ определяются из рекурентных соотношений.

4.3. Формирование логической диаграммы

Так как программа работы на электронной вычислительной машине написана на одном из многих программных языков, то и основная проблема в связи с формированием логической диаграммы является ее качественной оптимизацией. Однако, эта проблема не является изолированной. Решение ее обусловлено известными ограничениями.

С одной стороны, усвоенная логическая диаграмма должна доводиться до минимума программой резервированной части внутреннего запоминающего устройства, т.е. является последствием весьма большого числа входно-выходных данных, с другой стороны, нужно формировать ее так, чтобы была дана возможность ее частичной реализации.

Эта другая проблема решена таким образом, что в конце, или в начале этих частичных программных цельностей могут быть использованы различные внешние средства – диск, перфокарта, магнитные ленты (для вывода, или повторного ввода данных). При конкретной реализации этой программы использованы перфорационные карты, что не исключает возможность использования остальных средств. Эти данные в случае использования комплектной программы являются промежуточными результатами, а в случае частичного использования – требуемыми результатами.

Подробная логическая программа приведена на рис.4.

Заключение

Предлагаемым методом расчета деформации русла решается так называемый линейный случай, т.е. определяется деформация вдоль русла водотока, а возможная боковая деформация, вследствие винтообразного течения, остается не оцененной. Однако, уточненный расчет для сложного русла дает все-же возможность частично следить за изменениями в отдельных частях русла водотока и давать прогнозы изменений отдельно в основном русле, в поймах, рукавах и т.п. Исходное предположение состоит в том, что разделение расходов пропорционально падению трения, а транспортирование наносов пропорционально гидравлическим характеристикам водотока.

Предполагается, что существуют данные натурных измерений, на основании которых можно провести анализ гидравлических характеристик водотока и параметров, которые входят в уравнения для расчета уровня воды и транспорта наносов.

Анализы и расчеты, проведенные в Водохозяйственном институте им.Ярослава Черни в Белграде,,показали, что таким способом можно получить вполне удовлетворительные результаты.

Дальнейшим исследованиям проблемы расчета деформации русла водотока следовало бы придать два основных направления:

– Исследование теоретических и практических методов расчета транспорта наносов в турбулентных открытых водотоках.

– Разработка методов долгосрочных прогнозов и моделирования расходов воды и наносов в открытых водотоках в качестве случайных стохастических процессов.

Дальнейшее развитие в этих отраслях науки способствовало бы развитию методов и возможности прогнозов деформации русла аллювиальных водотоков.

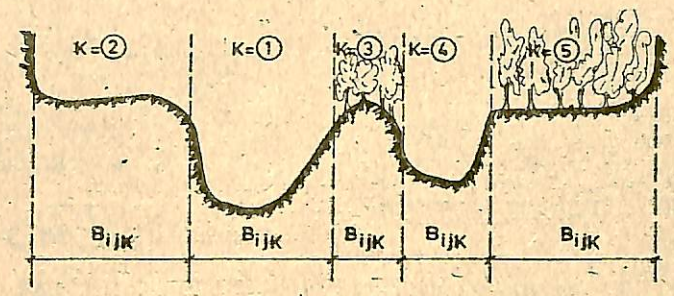
Принятые условные обозначения:

A_k – поверхность поперечного сечения русла водотока ;
B_k – ширина русла;
z_1 – отметка уровня воды в поперечном профиле;
$z_{d,k}$ – отметка дна в поперечном профиле;
x – абсцисса, продольная координата;
R_k – гидравлический радиус русла;
n_l – коэффициент шероховатости по Маннингу;
$Q_{l,k}$ – расходы воды;
G_k – транспортировка влекомых наносов;
g – единичная транспортировка влекомых наносов;
P_k – транспортировка взвешенных наносов;
p – единичная транспортировка взвешенных наносов;

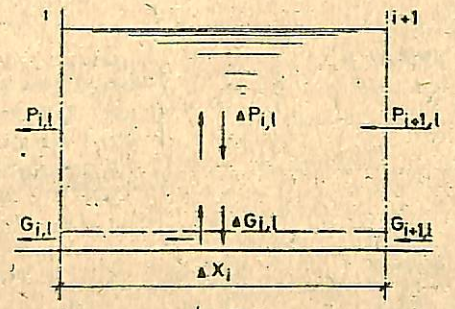
d_{sr} - средний диаметр частиц влекомых наносов;
W - гидравлическая крупность взвешенных наносов;
γ_s - удельный вес наносов;
η - параметр в уравнении транспортировки взвешенных наносов;
α - параметр в уравнении транспортировки влекомых наносов;
τ_i - влекущая сила;
τ_o - критическая влекущая сила;
i - индекс, показывающий порядковый номер поперечного профиля водотока;
j - индекс, показывающий порядковый номер численно заданной отметки Z_1 (входные данные для расчета);
k - индекс, обозначение части поперечного профиля сложного русла;
l - индекс, обозначающий порядковый номер расхода $Q(P;G)$ (по схематизации входных гидрограмм).

Литература

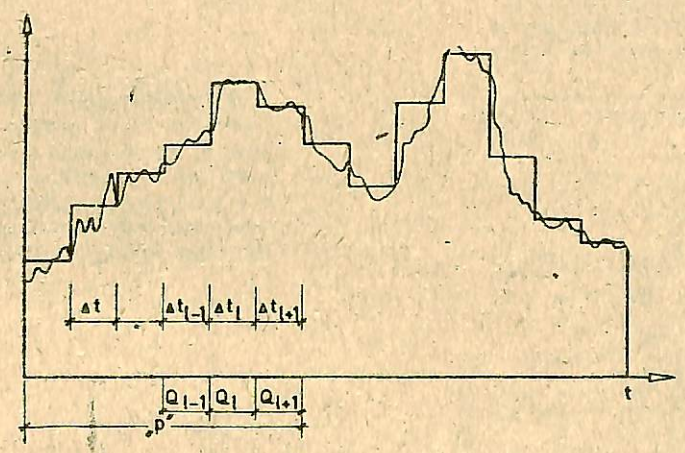
1. Dr Bruk S. Zapažanja o nekim postavkama energetske koncepcije transporta lebdećeq nanosa. Saopstenja sa IV Savetovanja juq. stručnjaka za hidraulička istraživanja, Sarajevo 1966.
2. Dr Bruk S., Miloradov V. Calculation of Sedimentation in Backwater Affected Rivers with Particular Attention to the Danube Upstream of the Djerdap High Dam, Budimpešta, 1968.
3. Dr Bruk S., Miloradov V. Transport Capacity of Turbulent Two-phase Flow, XIII the Congres IAHR, Vol. 2, Tokyo, 1969.
4. Dr Bruk S., Miloradov M., Božinović M., Koncepcija i dostiqnuća u rečnoj hidraulici, Saopštenja Instituta "J. Černi" br. 41-42, 1967.
5. Miloradov M., River bed deformations based on field investiqations, Budapest, 1968.
6. Miloradov V., Uticaj šematizacije prirodnoq rečnoq profila na rezultate proračuna usporenih nivoa i deformacije korita. Saopštenja Instituta "J. Černi" br. 39, 1967.
7. Miloradov M., Matematički modeli proračuna formiranja rorita alucijalnih vodotoka. Juqoslovenski komitet za medjunarodnu hidrološku qodinu seminar: Erozija, Bujicni tokovi i rečni nanos, Beoqrad, 1972.



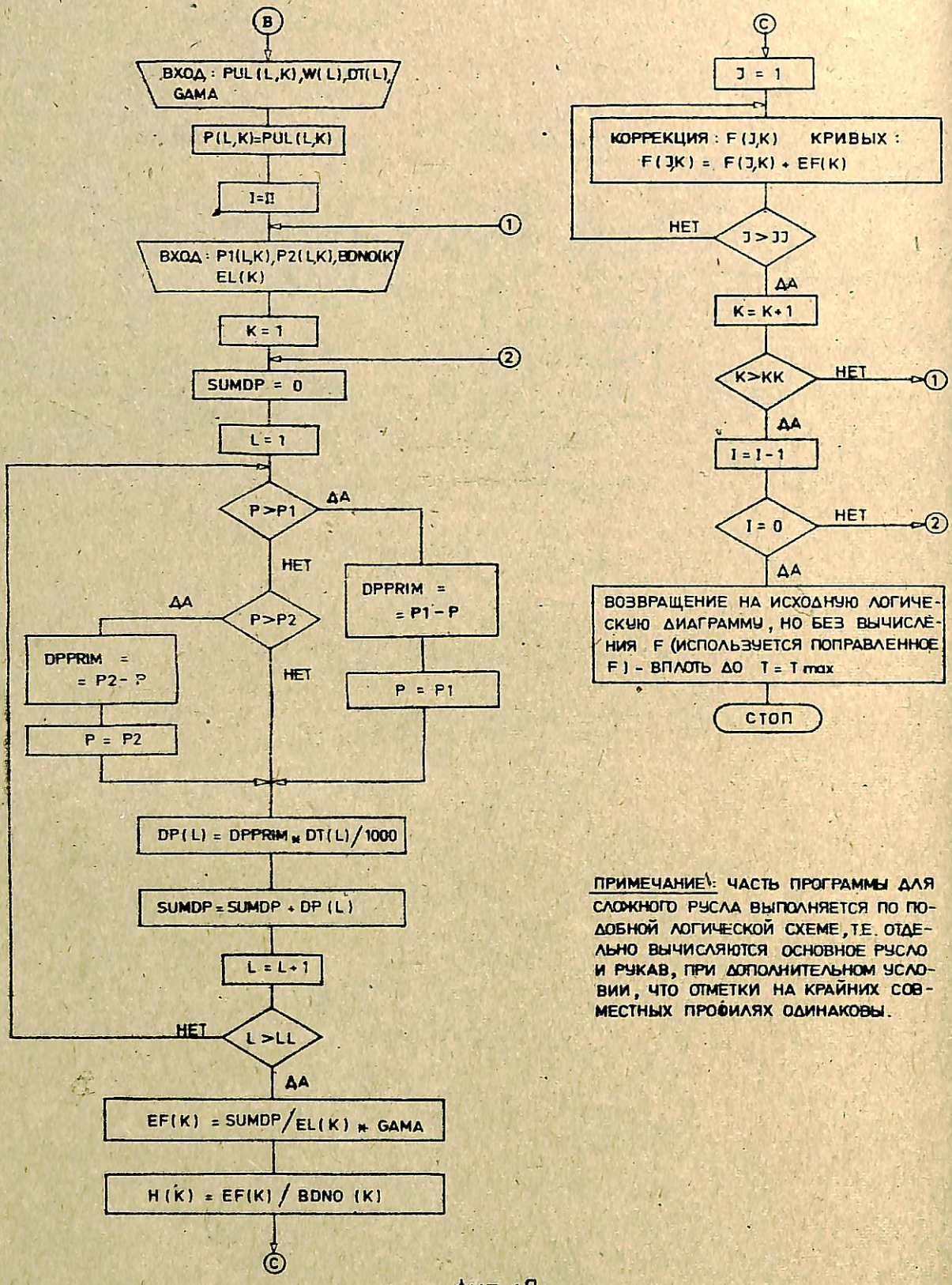
ФИГ. 1



ФИГ. 2

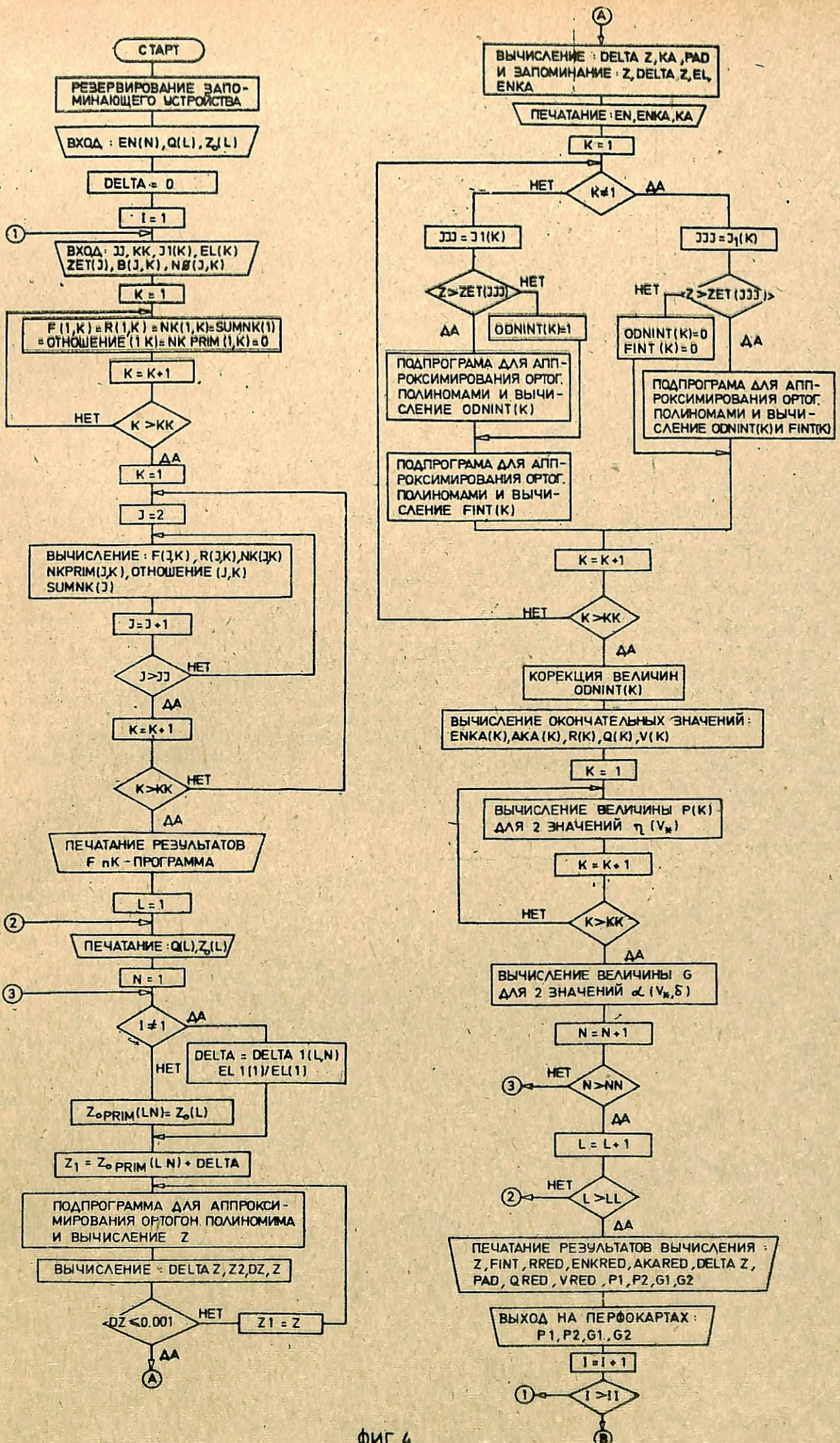


ФИГ. 3

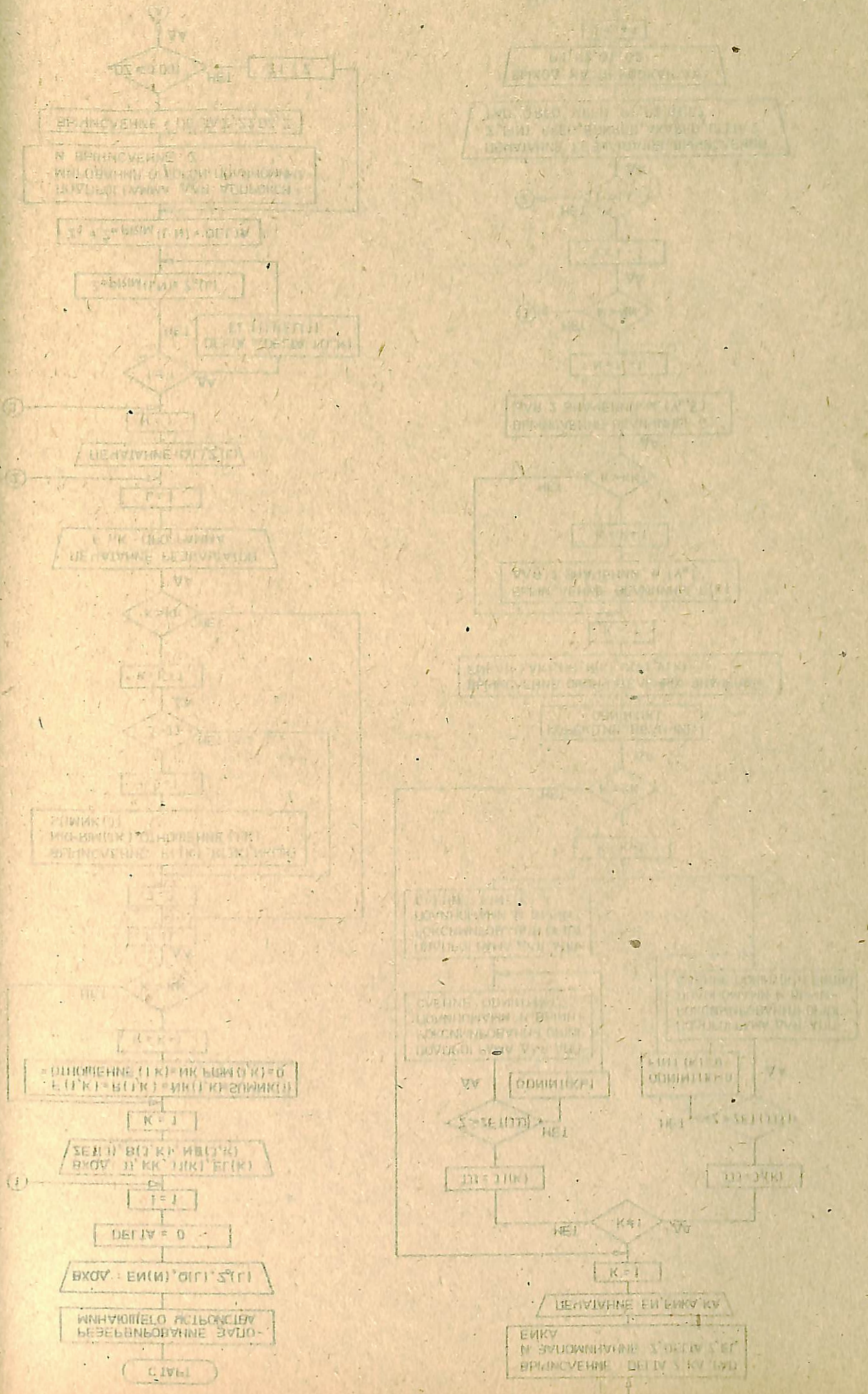


ФИГ. 4а

ПРИМЕЧАНИЕ: ЧАСТЬ ПРОГРАММЫ ДЛЯ СЛОЖНОГО РУСЛА ВЫПОЛНЯЕТСЯ ПО ПОДОБНОЙ ЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЕ, Т.Е. ОТДЕЛЬНО ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ОСНОВНОЕ РУСЛО И РУКАВ, ПРИ ДОПОЛНИТЕЛЬНОМ УСЛОВИИ, ЧТО ОТМЕТКИ НА КРАЙНИХ СОВМЕСТНЫХ ПРОФИЛЯХ ОДИНАКОВЫ.


СТАРТ
РЕЗЕРВИРОВАНИЕ ЗАПОМИНАЮЩЕГО УСТРОЙСТВА
ВХОД : EN(N), Q(L), Z₀(L)
DELTA = 0
I = 1
ВХОД: JJ, KK, J1(K), EL(K) ZET(J), B(J,K), NB(J,K)
K = 1
F(1,K) = R(1,K) = NK(1,K) = SUMNK(1) = ОТНОШЕНИЕ(1 K) = NK PRIM(1,K) = 0
K = K+1
НЕТ
K > KK
ДА
K = 1
J = 2
ВЫЧИСЛЕНИЕ : F(J,K), R(J,K), NK(J,K) NKPRIM(J,K), ОТНОШЕНИЕ (J,K) SUMNK(J)
J = J+1
J > JJ
НЕТ
ДА
K = K+1
K > KK
НЕТ
ДА
ПЕЧАТАНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ F nK – ПРОГРАММА
L = 1
ПЕЧАТАНИЕ : Q(L), Z₀(L)
N = 1
I ≠ 1
ДА
НЕТ
DELTA = DELTA 1(L,N) EL 1(1)/EL(1)
Z₀PRIM(LN) = Z₀(L)
Z₁ = Z₀ PRIM (L N) + DELTA
ПОДПРОГРАММА ДЛЯ АППРОКСИМИРОВАНИЯ ОРТОГОН. ПОЛИНОМИМА И ВЫЧИСЛЕНИЕ Z
ВЫЧИСЛЕНИЕ : DELTA Z, Z2, DZ, Z
DZ ≤ 0.001
НЕТ
Z1 = Z
ДА
ВЫЧИСЛЕНИЕ : DELTA Z, KA, PAD И ЗАПОМИНАНИЕ : Z, DELTA Z, EL, ENKA
ПЕЧАТАНИЕ : EN, ENKA, KA
K = 1
НЕТ
K ≠ 1
ДА
JJJ = J1(K)
JJJ = J₁(K)
Z > ZET(JJJ)
НЕТ
ДА
ODNINT(K) = 1
ПОДПРОГРАММА ДЛЯ АППРОКСИМИРОВАНИЯ ОРТОГ. ПОЛИНОМАМИ И ВЫЧИСЛЕНИЕ ODNINT(K)
ПОДПРОГРАММА ДЛЯ АППРОКСИМИРОВАНИЯ ОРТОГ. ПОЛИНОМАМИ И ВЫЧИСЛЕНИЕ FINT(K)
Z < ZET(JJJ)
НЕТ
ДА
ODNINT(K) = 0
FINT(K) = 0
ПОДПРОГРАММА ДЛЯ АППРОКСИМИРОВАНИЯ ОРТОГ. ПОЛИНОМАМИ И ВЫЧИСЛЕНИЕ ODNINT(K) И FINT(K)
K = K+1
K > KK
НЕТ
ДА
КОРЕКЦИЯ ВЕЛИЧИН ODNINT(K)
ВЫЧИСЛЕНИЕ ОКОНЧАТЕЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЙ : ENKA(K), AKA(K), R(K), Q(K), V(K)
K = 1
ВЫЧИСЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ P(K) ДЛЯ 2 ЗНАЧЕНИЙ η (Vж)
K = K+1
K > KK
НЕТ
ДА
ВЫЧИСЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ G ДЛЯ 2 ЗНАЧЕНИЙ α (Vж, δ)
N = N+1
N > NN
НЕТ
ДА
L = L+1
L > LL
НЕТ
ДА
ПЕЧАТАНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ВЫЧИСЛЕНИЯ : Z, FINT, RRED, ENKRED, AKARED, DELTA Z, PAD, QRED, VRED, P1, P2, G1, G2
ВЫХОД НА ПЕРФОКАРТАХ : P1, P2, G1, G2
I = I+1
I > II
НЕТ
ДА

ФИГ. 4



ИЗМЕНЕНИЯ РЕЖИМА ВЛЕКОМОГО НАНОСА АЛЛЮВИАЛЬНОГО ВОДОТОКА ПОД ВЛИЯНИЕМ НЕРАВНОМЕРНОЙ РАБОТЫ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ ВВЕРХ ПО ТЕЧЕНИЮ

М.БОЖИНОВИЧ

Институт водного хозяйства им. Ярослава Черни,
Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

Приводится анализ изменений, возникающих при движении влекомых наносов в русле аллювиального водотока ниже гидроэлектростанции, которая работает с ясно выраженной переменной нагрузкой, вызывающей появление крутых периодических волн.

Анализируются результаты вариантов расчета транспортирующей способности потока для влекомых наносов, при различных типах периодических волн, различном гранулометрическом составе наносов и различных гидролого-гидравлических и морфологических характеристиках водотока.

В работе показаны также некоторые результаты натурных исследований режима перемещения влекомых наносов на реках Дрина и Драва, на которых влияние неравномерной работы вышерасположенных гидроэлектростанций выражено отчетливо.

S U M M A R Y

In this paper the bed-load reqime in alluvial watercourses dawnstream from hydroelectric plants with intensive chanqes of discharqes - steep periodical waves is analysed.

The analysis is based on results of calcula - tions of river capacity for bed-load under va - rions flow reqime (different types of periodical waves), for varions qranulometric characteristics of bed-load, and for varions hydroloqie, hydraulic and morpholoqic river characteristics.

These results are complemented with results obtained on a basis of field investiqations of bed-load reqime in some stretches of Drina and Drava river, that are under intensive influence of upstrean hydroelectric plants.

K u r z f a s s u n g

Im Aufsatz werden die im Reqime der Geschiebeführunq eines alluvialen Wasserlaufes entstehenden Anderunqen analysiert, die flu ab eines mit ausqepräqt veränderlicher Belastunq betriebanen Wasserkraftwerkes zum Vorschein kommen und flu ab steile periodische Wellen verursavhen.

Die Analyse qründet sich auf Erqebnisse von Berechnunqsvarianten der Transportfähiqkeit des Wasserlaufes im bezuq auf die Geschiebeführunq, bei Berücksichtiqunq verschiedener Typen von periodisehen Wellen, verschiedener Kornzusammensetzunq der Geschiebeführunq und verschiedener hydroloqisch--hydraulischen sowie morpholoqischen Charakteristiken des Wasserlaufes.

Nebst den Berechnunqserqebnissen sind im Aufsatz auch einiqe Erqebnisse unmittelbarer Geländeuntersuchunqen des Geschiebeführunqsreqimes an den Flu profilen der Drava und Drina, an denen der Einflu unreqelmä iqen Betriebs flu aufwartiqer Wasserkraftwerke ausqepräqt ist, aufqeführt.

I. Введение

Изучение режима движения речных наносов, возникающего в аллювиальном водотоке в нижнем бьефе гидроэлектростанции, часто имеет большое практическое значение, особенно когда дело касается регулирования речного русла. Эти изменения возникают прежде всего из-за задержки речных наносов плотиной, а затем и из-за общего изменения гидравлического режима потока ниже плотины. Особые, дополнительные влияния появляются если гидроэлектростанция работает с переменной нагрузкой. В этом случае вниз по течению от гидроэлектростанции распространяются периодические волны, которые, в зависимости от своих характеристик, могут иметь значительное влияние на изменения транспорта речных наносов, в частности, - влекомых. Дать прогноз этих изменений на базе графика режима работы гидроэлектростанции и других характеристик было бы чрезвычайно полезным. Однако, известно, что проблема транспорта влекомых наносов все еще полностью теоретически не разработана и не решена, и, по-видимому, нельзя ожидать точного количественного решения и прогноза этих изменений. Иначе говоря, несмотря на то, что в настоящее время в нашем распоряжении находятся многочисленные результаты теоретических, лабораторных и натурных исследований в этой области, синтез всех фрагментарных результатов отсутствует, и в практике приходится ориентироваться на более или менее упрощенные методы анализа и расчета, комбинируемые с результатами лабораторных и непосредственных натурных исследований. В такой обстановке подобный анализ обыкновенно направлен на изучение отдельных более узких областей проблемы, причем рассматривается влияние ограниченного числа наиболее важных факторов. Исходя из этой точки зрения, сделана попытка на основе использования результатов упрощенных расчетов выяснить возможности приближенного анализа изменений транспорта влекомых наносов в аллювиальных водотоках под воздействием периодических волн, вызванных работой гидроэлектростанций. Кроме того, в работе будут показаны и некоторые результаты непосредственных натурных исследований транспорта наносов на реках Драва (правый приток Дуная) и Дрина (правый приток Савы), на которых влияние неравномерной работы гидроэлектростанций ясно выражено.

2. Исходные положения

В настоящей работе исследование и расчеты относятся к участкам аллювиальных водотоков, которые находятся достаточно далеко (вниз по течению) от гидроэлектростанции; транспортирующая способность таких участков может быть отождествлена с расходом влекомых наносов.

Изменение транспорта влекомых наносов анализируется в зависимости от типа волн (формы гидрограммы), крупности наносов и ширины речного русла; оно отнесено к режиму потока с такими же расходами воды, но без периодических волн, то есть к стационарному и квазистационарному режиму потока.

Так как речь идет о выяснении относительных изменений, где действительное количество транспортируемых наносов не является первичным, то не имеет особого значения, какой тип эмпирической формулы выбран для расчета расходов влекомых наносов.

3. Методы расчета и полученные результаты

Расчеты транспорта влекомых наносов выполнены для четырех типов гидрограмм (A, B, C и D - рис. I), трех ширин русла (B_I = 50 м, B_{II} = 100 м и B_{III} = 150 м) и шести значений среднего диаметра частиц влекомых наносов (d_{sr} = 5, 10, 15, 20, 25 и 30 мм). Для каждого типа гидрограммы приняты гипотетические линии изменения уклонов во времени $J = J(T)$ (рис.2), а затем для каждого типа профиля определены соответствующие уровнеграммы. При этом принята

схематизация по широкопрямоугольному руслу , при n = 0,030 (коэффициент шероховатости по Маннингу). Продольный уклон потока, т.е. уклон, который соответствует стационарному режиму, принят, J_D = 0,6‰, тогда как при определении вида (формы) линии $J = J(T)$ приняты во внимание и результаты непосредственных натурных измерений.

Все приведенные величины наблюдались в интервале одних суток, что позволило найти влияние волн, период которых составляет 24 часа, так как такие волны чаще всего встречаются в практике.

По определенным таким образом величинам вычислены среднесуточные количества проносимых влекомых наносов для всех комбинаций охваченных элементов. Для расчетов использована формула Майер-Петера следующего вида: $g^{2/3} = 855{,}016\,HJ - 57{,}909\,d_{sr}$ ... (кг/сек.м), причем принято, что γ = 1,0 т/м^3 ; γ_s = 2,65 т/м^3 ; A = 0,041 (постоянная в формуле для критической влекущей силы) и $B_s = B$. Результаты расчетов показаны на рис.3 и 4. Исходя из этих результатов составлены графики, показывающие отношения среднесуточных значений количества проносимых влекомых наносов, которые относятся к типам гидрограмм A , B и C , к значениям, которые относятся к типу гидрограммы D , т.е. к стационарному режиму расходов воды ($Q = const$). Эти графики (рис.5 и 6) показывают относительные изменения суточных расходов влекомых наносов по отношению к их расходам при стационарном режиме расхода воды. На основании их можно сделать следующие выводы:

– При всех вариантах расчета обнаруживается , что изменения идут всегда в направлении увеличения (по отношению к режиму потока без волн) расходов влекомых наносов под действием периодических волн.

– Эти относительные изменения наиболее существенно увеличиваются с ростом крупности наносов. Так, например, если для средней крупности наносов 5 мм сравнительное увеличение расходов влекомых наносов составляет (для всех трех типов гидрограмм A , B и C и всех трех ширин русла) 30–40 %, то это увеличение достигает 100 % для профиля I при d_{sr} = 20 мм, для профиля II при d_{sr} = 13 мм и для профиля III при d_{sr} = 10 мм. Поэтому в реках с более крупными наносами следует ожидать более крупных изменений в расходах влекомых наносов под влиянием периодических волн.

– Ширина русла не влияет существенно на изменение расхода влекомых наносов, если они мелкозернистые. Для более крупных наносов в широких руслах происходит значительное увеличение относительных изменений.

– Подобные изменения относительно типа гидрограммы D ($Q = const$) характерны и для различных гидрограмм A , B и C (вместе с соответствующими линиями изменения уклона). Однако, самые большие относительные изменения количества проносимых наносов происходят при гидрограмме типа A ; они увеличиваются с ростом крупности наносов.

Для того, чтобы хотя бы ориентировочно выяснить влияние периодических волн на изменения общего годового баланса влекомых наносов, рассматривались два участка аллювиальных водотоков α и β , которые по своим характеристикам одинаковы, за исключением продолжительности расходов воды (Q/T).

Эти два участка имеют следующие характеристики: $B_\alpha = B_\beta$ = 100 м; $d_{sr\alpha} = d_{sr\beta}$ = 10 мм; $J_\alpha = J_\beta$ = 0,60‰ (для $Q = const$); $Q_{sr.god\,\alpha} = Q_{sr.god\,\beta}$ = 350 м^3/сек . Пусть выше каждого участка находится гидроэлектростанция, которая в периоды, когда $Q \leqslant$ 500 м^3/сек , вызывает ежедневно появление волн типа " A ". Предположим дальше, что на участках α и β кривые продолжительности расходов воды (Q/T) различаются только по своей форме , как на рис.7 и 8. Если при этом вычислить годовой сток влекомых наносов для одного и другого участка (при квазистационарном режиме расходов воды), то получим различные значения. Если затем, в соответствии с результатами первой части анализа, увеличить приблизительно на 50 % сток влекомых наносов, который относится к периодам, когда $Q \leqslant$ 500 м^3/сек, получим, что это увеличение по отношению к общему годовому стоку составляет для участка α около 25 %, а для участка β около 31 % (рис.7 и 8). Этот пример показывает, что периодические волны могут иметь значительное влияние и на общий годовой сток влекомых наносов, поскольку интервал времени, в котором появляются периодические волны, большой. Иными словами, это влияние будет больше на участках, которые имеют более равномерный общий гидрологический режим, а пик гидроэлектростанции – более крупную установленную мощность турбин.

Так как приведенные выводы являются результатом упрощенных расчетов, в которых учтены не все факторы, влияющие на транспорт влекомых наносов, и не весь диапазон изменений проанализированных факторов, становится очевидным, что эти выводы не могут быть общими для всех наблюдающихся в практике случаев. Однако, принимая во внимание, что проанализированы прежде всего относительные изменения и что выводы имеют хотя и качественный, но общий характер, можно полагать, что существует возможность ориентировочного прогноза наблюдаемых изменений транспорта влекомых наносов. Для количественных определений этих изменений в конкретных условиях необходимо заняться непосредственными натурными исследованиями, так как некоторые факторы, например, изменение гранулометрического состава наносов в самом процессе их транспорта, не могут быть надежно уточнены другим способом.

4. Натурные исследования на рр.Драве и Дрине

Натурные исследования проводились в створах , где во время измерений ежедневно появлялись волны, вызванные попусками гидроэлектростанций. Местопо-

ложение створов, а также основные гидрологические характеристики потока в этих створах показаны на рис.9 и IO , а типичные соответствующие уровнеграммы в период измерений – на рис.II и I2.

Работы заключались в определении:

– расходов влекомых наносов (измерения проводились видоизмененной механической батометр-ловушкой типа "Кароли", ширина входного отверстия которого составляет 0,5 м);

– расходов взвешенных наносов;

– скоростей течения воды;

– местного падения уровня воды;

– удельного веса проб влекомых наносов;

– гранулометрического состава влекомых и взвешенных наносов, а также донных отложений.

Как видно из рис.II и I2, попуски гидроэлектростанций вызывали во время измерений волны с амплитудой уровня воды свыше I м. Помимо обычно принятых, относительно быстрых измерений на нескольких вертикалях гидрометрического створа, проводились и длительные измерения на точно установленных вертикалях, на которых установлено наиболее интенсивное движение влекомых наносов. Подобная организация измерений имела целью более надежное определение изменений гидролого-гидравлических характеристик потока во времени и в пространстве (по ширине русла). Успешной реализации такого метода работы способствовало то, что попуски изо дня в день были очень похожими. При измерении мы стремились к одновременному и непрерывному определению большего числа параметров для того, чтобы более успешно провести анализ корреляционных связей между отдельными факторами и обеспечить надежную интеграцию во времени и пространстве.

Из обширного фонда данных, которые получены в результате этих измерений и исследований, на рис. I3 и I4 показаны только некоторые характерные графики хронологического изменения измеренных гидролого-гидравлических параметров потока, и некоторые характерные графики гранулометрического состава наносов (рис.I5 и I6). Несмотря на то, что подробная обработка и интерпретация всего материала только предстоит, результаты и выводы, сделанные до сих пор, были весьма полезными как в отношении выяснения конкретных вопросов движения наносов в створах измерений, так и для изучения ряда общих проблем, связанных с исследованием транспорта влекомых наносов в условиях волн попусков. Так, например, были определены значения постоянной в формуле так называемой критической влекущей силы для того, чтобы при помощи формулы Майер-Петера попытаться провести экстраполяцию результатов проведенных измерений. Результаты этого расчета частично приведены на рис.I7.

Результаты проведенных измерений и исследований показали, что в условиях быстрого изменения расходов и уровней воды появляются значительные изменения и в расходах влекомых и взвешенных наносов, а также и в их гранулометрическом составе. Однако, эти изменения не являются одинаковыми даже для тождественных уровнеграмм. Это еще раз показало всю сложность проблемы и необходимость непосредственных и длительных натурных измерений для того, чтобы интеграцией во времени были охвачены и те изменения характеристик, которые имеют высшую и низшую частоту изменения уровней (расходов) воды. Особой проблемой, которая возникает при реализации подобных исследований, является вопрос о точности и надежности данных измерений, причем в первую очередь характеристик наносов. Для взвешенных наносов эта проблема решается отбором более крупных проб при помощи вакуумного батометра, причем входная скорость всасывания пробы уравнивается со скоростью течения воды в точке взятия пробы. Для влекомых наносов положение значительно сложнее из-за несовершенства самой ловушки. Все же определенного увеличения надежности результатов можно добиться увеличением числа измерений в каждой точке и соответствующим статистическим анализом полученных данных. Это значит, что при измерениях механической батометр-ловушкой следует ориентироваться на меньшее число измерительных точек в створе и на многократное повторение отбора проб в выбранных точках.

5. Выводы

Результаты проведенных расчетов и анализов, а также данные натурных измерений указывают на то, что изменения расходов влекомых наносов в аллювиальных водотоках, вызванные периодическими волнами, могут быть значительными. Однако, следует констатировать, что мы все еще не в состоянии определить эти изменения точно количественно, как из-за нерешенных вопросов теоретического характера, так и из-за несовершенства оборудования для натурных исследований. Несмотря на это, повседневная инженерная практика заставляет нас изучать и решать конкретные проблемы этого вида. В этих условиях, по-видимому, нельзя отказаться от аппроксимативных расчетов и анализа и надо настойчиво добиваться широкого использования данных и результатов натурных исследований, стремясь к непрерывному усовершенствованию и увеличению точности измерительного оборудования. Выполнение таких исследований открывает возможности и для ориентировочных прогнозов рассматриваемых изменений транспорта наносов.

Литература

1. M.Bozinovic. "Bed-load measurements on the Drava river", Symposium – Curent problems in river traing and sediment movement, Budapest, 1968.
2. M.Bozinovic, "Rezim nanosa reke Drine na sektoru HE Zvornik – usce – studija izradjena u okviru Vodoprivredne osnove sliva. r.Drine – Institut "Jaroslav Cerni", Beograd, 1969.

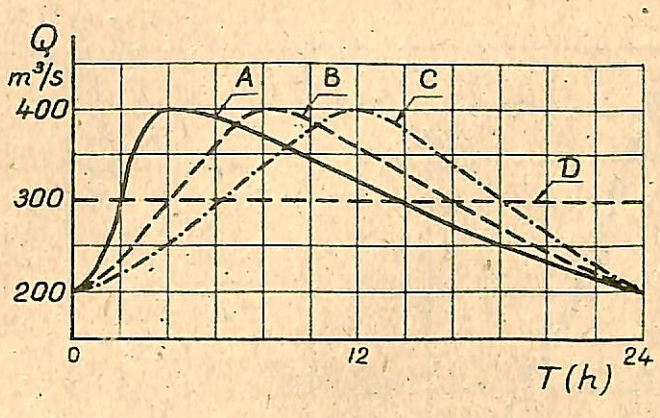


Рис.I. Типы гидрограмм (волн), для которых вычислен транспорт влекомых наносов.

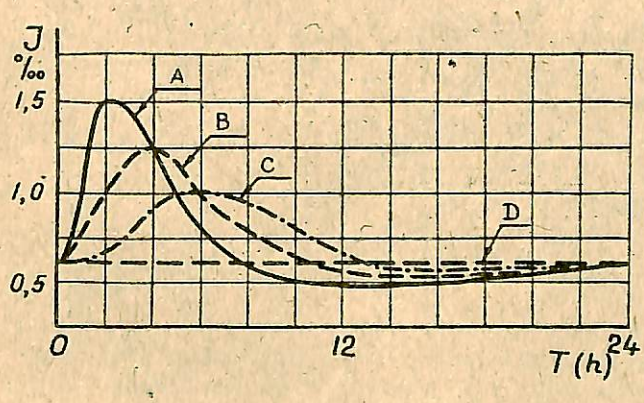


Рис.2. Гипотетические линии изменения падения для отдельных типов гидрограмм, показанных на рис.I.

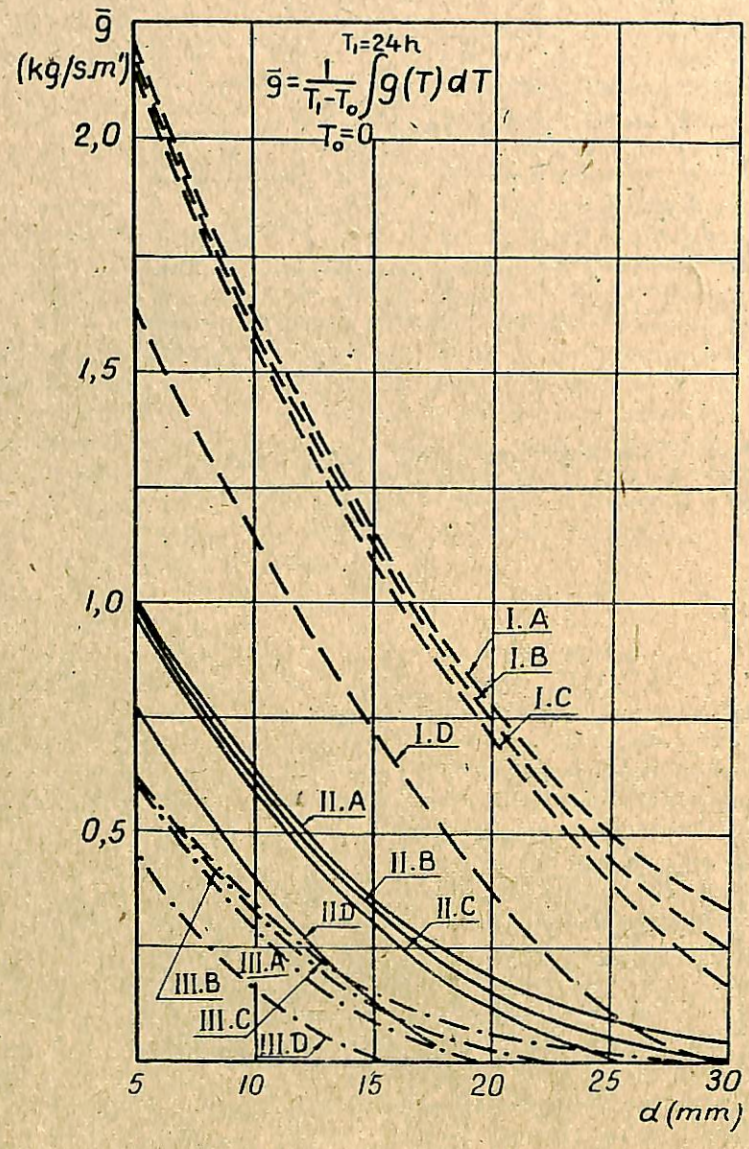


Рис.3. Зависимость $\bar{g}=f_1(d)$ для различных вариантов расчета расхода влекомых наносов; $\bar{g}$ – среднесуточный расход влекомых наносов на I м ширины русла; $\bar{d}$ – средний диаметр частиц влекомых наносов.

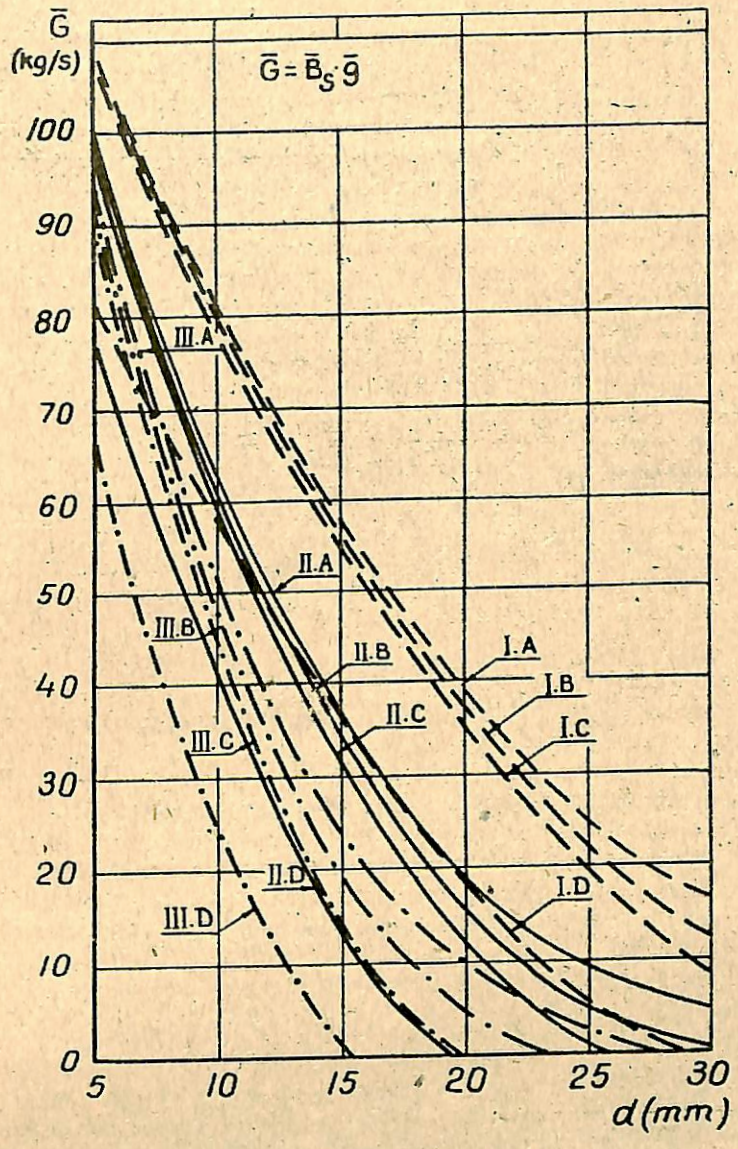


Рис.4. Зависимость $\bar{G} = f_2(\bar{d})$ для различных вариантов расчета расхода влекомых наносов; $\bar{G}$ – среднесуточный расход влекомых наносов для всего створа; $\bar{d}$ – средний диаметр частиц влекомых наносов.

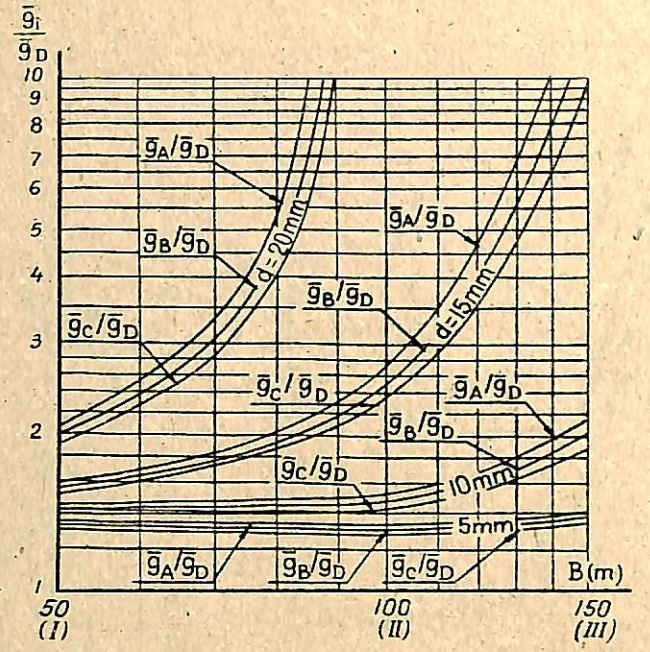


Рис.5. Зависимость $\frac{\bar{g}_i}{\bar{g}_D} = f(B, d)$

$\bar{g}_i$ – среднесуточный расход влекомых наносов на I м ширины русла для отдельных типов волн A, B и C.

g_D – среднесуточный расход влекомых наносов на I м ширины русла для стационарного течения воды – тип гидрограммы D.

B – ширина русла.

$\bar{d}$ – средний диаметр частиц влекомых наносов.

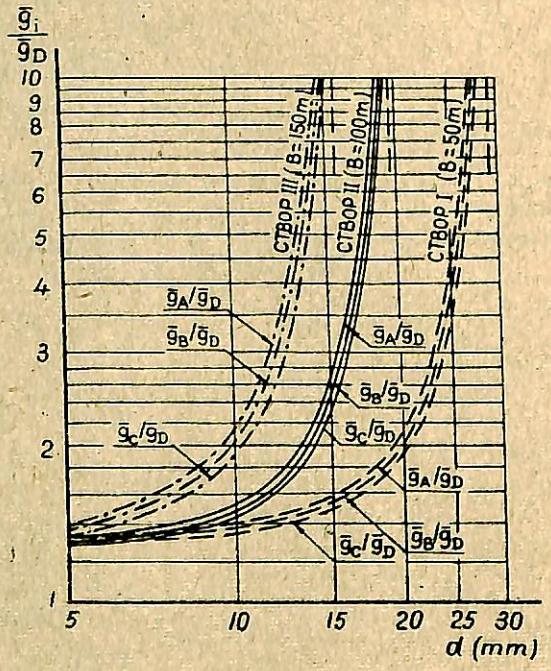


Рис.6. Зависимость $\frac{\bar{g}_i}{\bar{g}_D} = f(d, B)$

Значение обозначений то же, что и на рис.5.

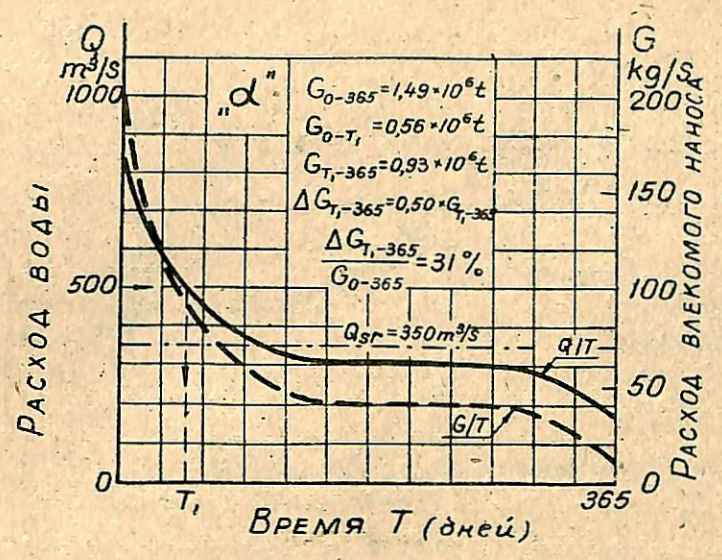


Рис.7. Кривые продолжительности расходов воды и расходов влекомых наносов для участка " α ".

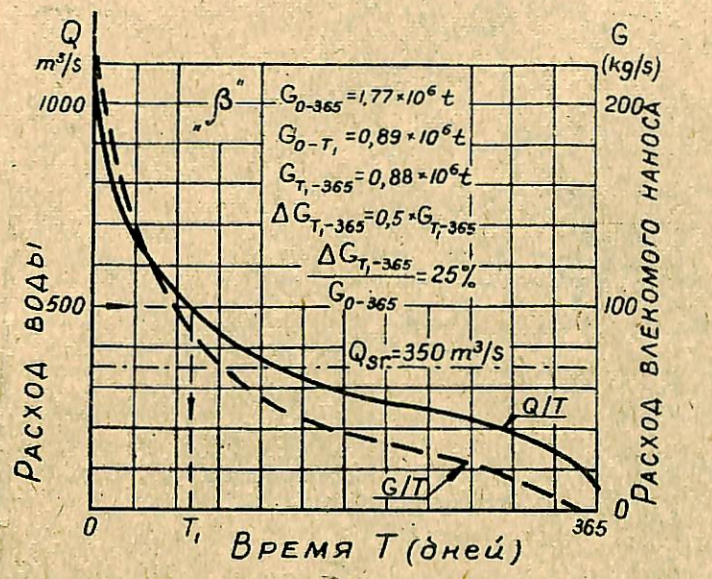


Рис.8. Кривые продолжительности расходов воды и расходов влекомых наносов для участка " β ".

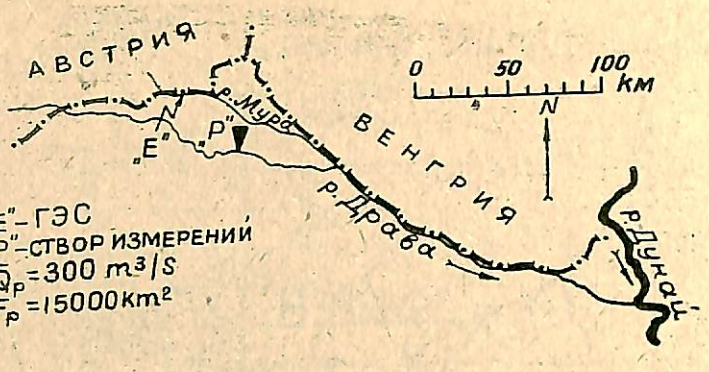


Рис.9. Местоположение створа измерений " Р " на р.Драве.

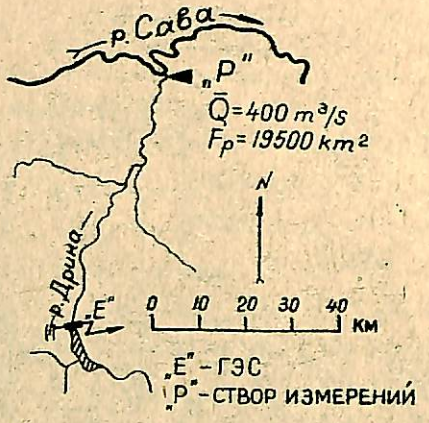


Рис.10. Местоположение створа измерений " Р " на р.Дрине.

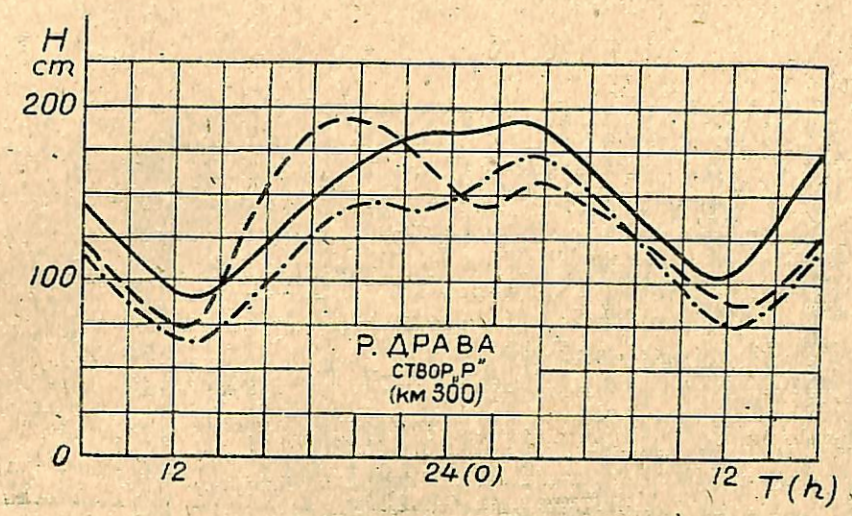


Рис.II. Типичная уровнеграмма р.Дравы в створе " Р " во время проведения натурных измерений.

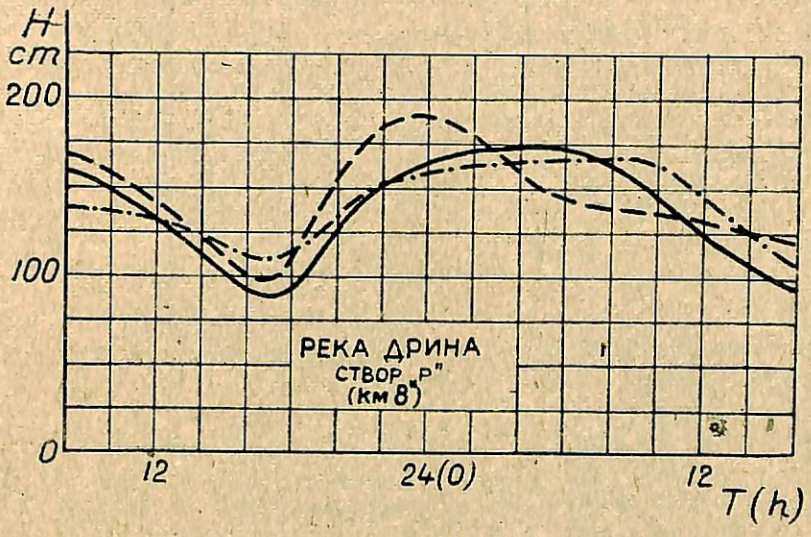


Рис.I2. Типичная уровнеграмма р.Дрины в створе " Р " во время проведения натурных измерений.

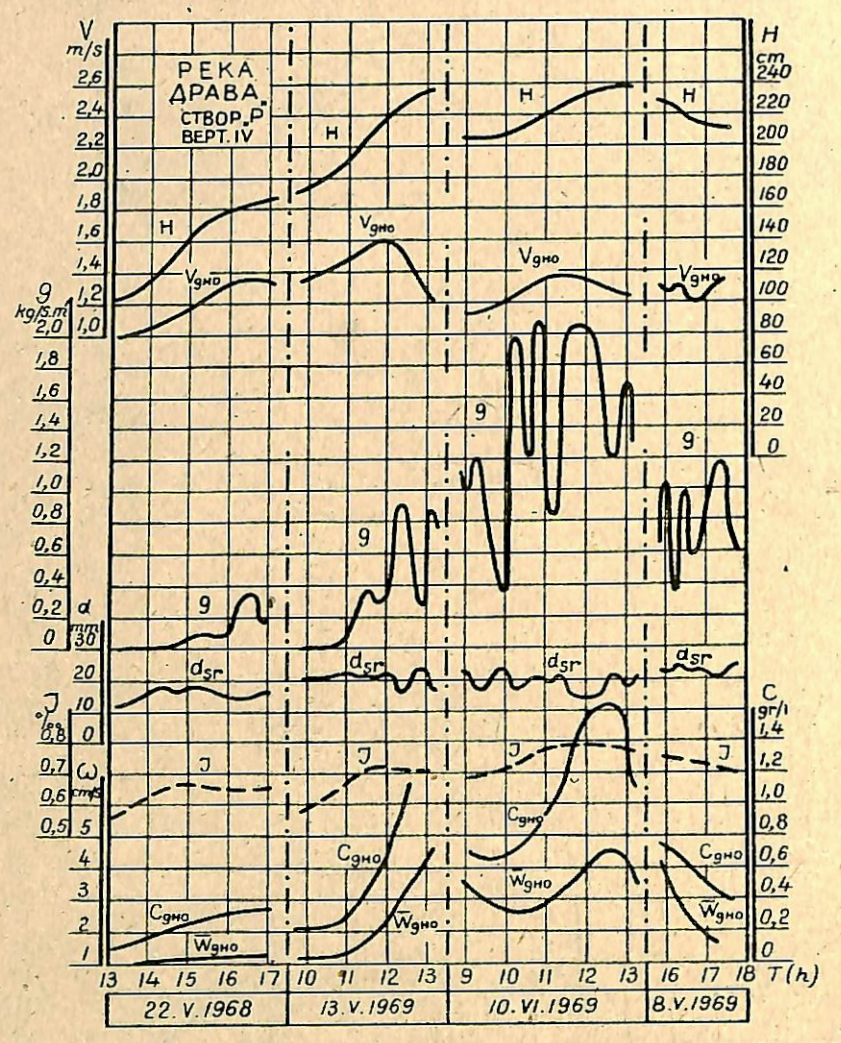


Рис.13. Диаграммы изменения измеренных гидролого-гидравлических параметров р.Дравы в створе " P ".

H – уровень воды;
V – скорость воды на 17 см от дна;
g – единичный расход влекомых наносов;
$d_{sr.}$ – средний диаметр частиц влекомых наносов;
J – местное падение уровня воды в створе измерений;
C – концентрация взвешенного наноса на 17 см от дна;
W – средняя гидрологическая крупность взвешенных наносов на 17 см от дна.

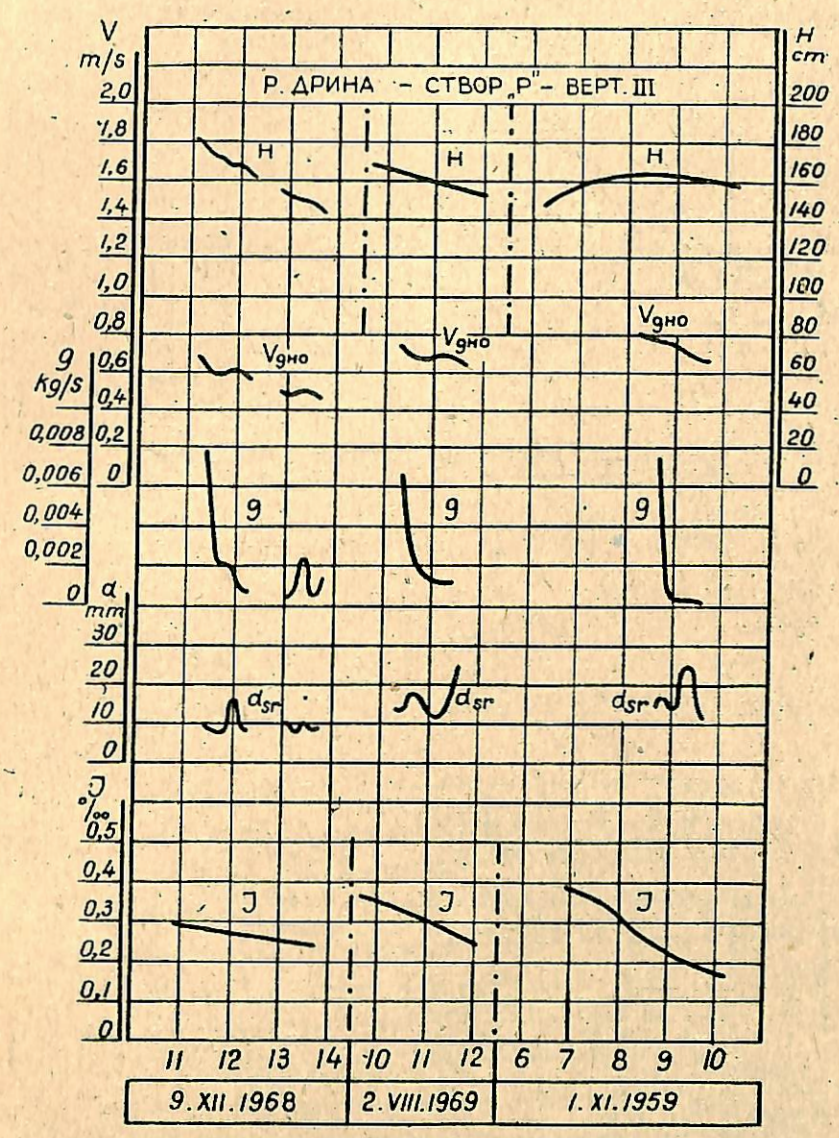


Рис. I4. Диаграммы изменения измеренных гидролого-гидравлических характеристик р. Дрины в створе " Р ". Значение обозначений то же, что и на рис. I3.

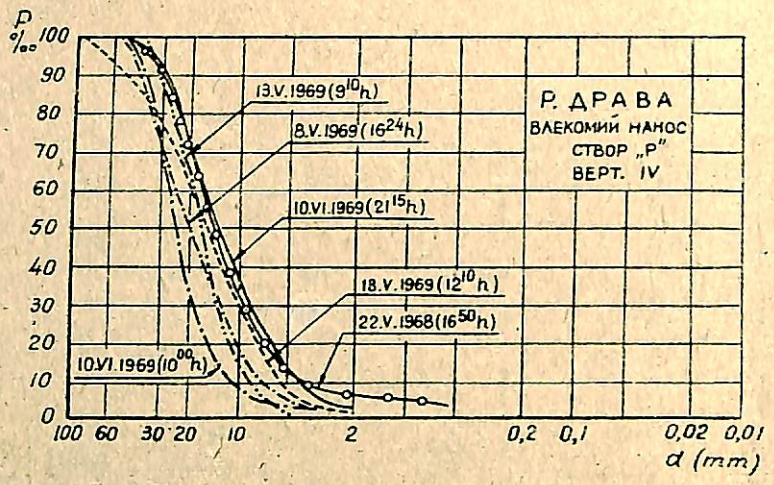


Рис.I5. Характерные диаграммы гранулометрического состава влекомых наносов р.Дравы в створе " Р ".

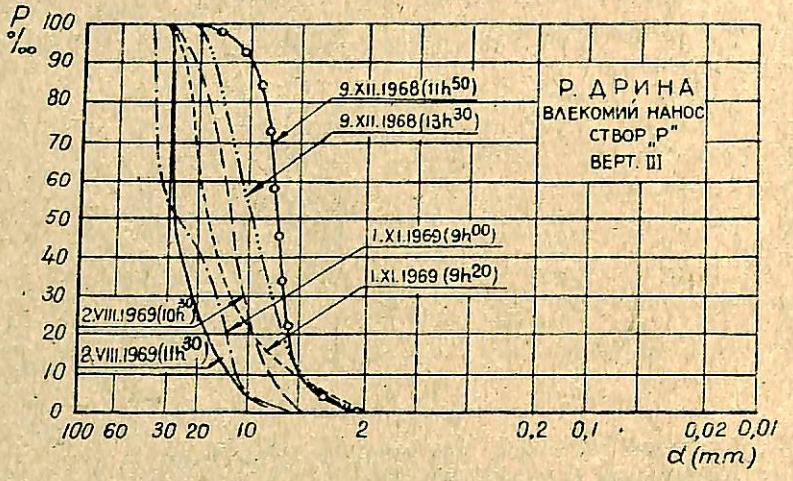


Рис.I6. Характерные диаграммы гранулометрического состава влекомых наносов р.Дрины в створе " Р ".

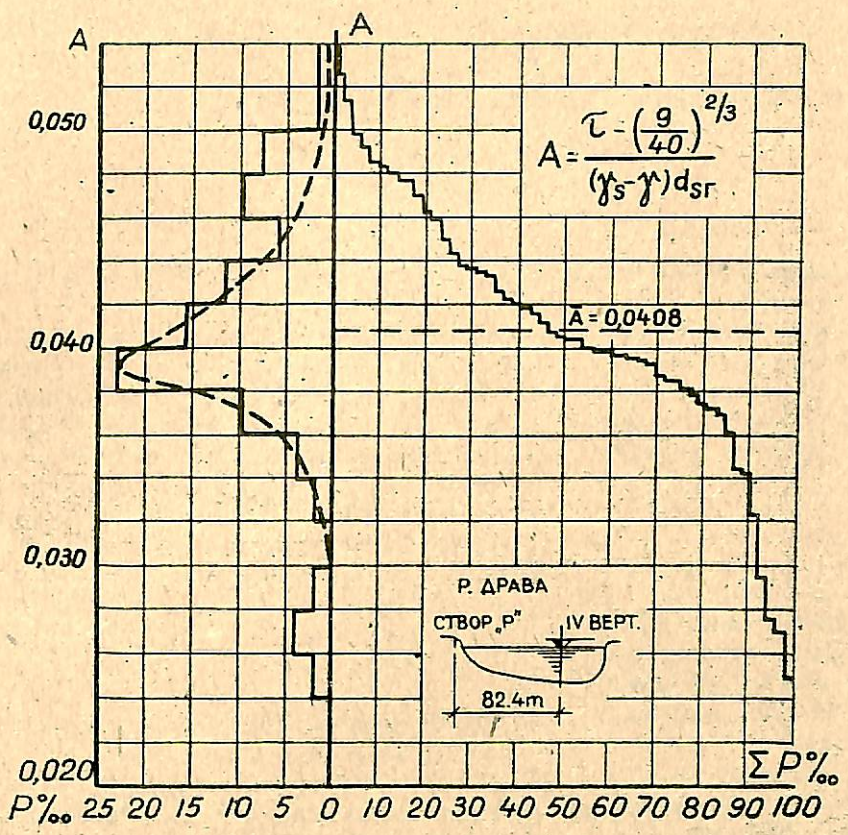


Рис. I7. Кривая распределения значений постоянной A на основании данных измерения на р. Драве (створ "P" IV вертикаль).

A – постоянная в формуле Майер-Петера для критической влекущей силы $\tau_c = A(\gamma_s - \gamma)$; γ_s – удельный вес влекомых наносов; γ – удельный вес воды).

КРИВЫЕ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ МУТНОСТИ Р.ДУНАЙ У Г.ЛОМ

ДИМИТР ПЕЧИНОВ

Институт гидрологии и метеорологии. София. НРБ

Р е з ю м е

В работе рассматриваются кривые продолжительности мутности р.Дунай у г.Лом. Отмечается полезность практического применения этих кривых при проектировании и эксплуатации ряда гидротехнических сооружений. Установлено сходство между кривыми продолжительности мутности и расходов воды, что подтверждается наличием хорошей связи между коэффициентами неравномерности внутригодового распределения стока d_Q и мутности воды d_s, выражаемой соотношением:

$$d_s = d_Q^{0,67}$$

Предлагается новая характеристика взвешенных наносов – субстанциональная мутность S^*, представляющая собой среднее арифметическое из среднесуточных мутностей, причем показаны значительные различия между ней и определяемой до сего времени расходной мутностью S. Выявлена связь между S^*, S и d_Q для р.Дунай у г.Лом, которая может быть выражена таким уравнением:

$$S^* = \frac{S}{1+6,3\,d_Q^{1,8}}$$

S u m m a r y

In the work, the duration curves of turbidity of the Danube river by the city of Lom, is examined. Emphasis is given to the essential practical application of the duration curves of turbidity in planning and exploitation of a serie of hydrotechnical equipment. The resemblance between the duration curves of the discharge and the turbidity is established, which is confirmed by the presence of a good relation between the coefficients of irregularity in the annual distribution of the runoff d_Q and the turbidity d_s

$$d_s = d_Q^{0,67}$$

A new characteristic is defined of the suspended load: substantial turbidity S^*, representing the mean arithmetic of the diurnal turbidities, and are shown considerable differences between the substantial and the established up to now quantitative turbidity S. The obtained relation is given between S^*, S and d_Q for the Danube river by the city of Lom:

$$S^* = \frac{S}{1+6,3\,d_Q^{1,8}}$$

Z u s a m m e n f a s s u n g

In dieser Arbeit werden die Dauerlinien des Schwebstoffgehaltes der Donau bei der Stadt Lom behandelt. Es wird die Nützlichkeit einer praktischen Anwendung dieser Kurven bei der Projektierung und dem Betrieb einer Reihe hydrotechnischer Anlagen hervorgehoben. Es wurde eine Ähnlichkeit der Dauerlinien des Schwebstoffgehaltes und der Abflußdauerlinien festgestellt, was vom Vorhandensein einer guten Verbindung zwischen den Ungleichförmigkeitsgraden der Verteilung des Abflusses innerhalb des Jahres d_Q und des Schwebstoffgehaltes d_s, ausgedrückt durch das Verhältnis:

$$d_s = d_Q^{0,67},$$

bestätigt wird.

Es wird eine neue Charakteristik der Schwebestoffe angeboten – die substantelle Schwebstoffbelastung S^* – die den arithmetischen Mittelwert des mittleren Tagesschwebstoffgehaltes darstellt, wobei die wesentlichen Unterschiede zwischen ihr und der bis jetzt festgestellten quantitativen Schwebstoffbelastung S aufgezeigt werden. Es wurde ein Zusammenhang zwischen S^*, S und d_Q für die Donau bei der Stadt Lom ermittelt, der durch folgende Gleichung ausgedrückt werden kann:

$$S^* = \frac{S}{1+6,3\,d_Q^{1,8}}$$

Гидрологическое изучение р.Дунай, как значительной судоходной артерии и источника водохозяйственных ресурсов, является основной гидрологической проблемой дунайских стран. Гидротехнические объекты, строящиеся в настоящее время и предусмотренные для сооружения в будущем, требуют выяснения режима стока не только воды, но и наносов. В связи с этим в Болгарии с 1965 года проводятся наблюдения над взвешенными наносами, на основе которых определяются соответствующие характеристики твердого стока.

Одним из вопросов, представляющих интерес, является вопрос о кривых продолжительности мутности (среднесуточной, среднедекадной, среднемесячной) на данном участке реки за принятый расчетный период (полугодие, год, несколько лет), расположенных в порядке их убывания. Обычно ведется исследование среднесуточной мутности в течение календарного или гидрологического года. В таком случае кривые продолжительности показывают количество суток, в течение которых среднесуточная мутность была больше или равна интересующему нас значению. Кривые продолжительности могут выражаться и аналитически , через уравнения.

Кривые продолжительности мутности находят практическое применение при проектировании и эксплуатаций ряда гидротехнических и др. сооружений, в частности, при выборе оптимального режима работы некоторых сооружений и т.д.

Построение кривых продолжительности среднесуточной мутности аналогично построению кривых продолжительности расходов воды. Сообразно с амплитудами колебания мутности назначаются интервалы, в пределах которых подсчитывается повторяемость среднесуточной мутности в течение каждого месяца . Суммируя повторяемость по месяцам можем получить повторяемость среднесуточной мутности для любой части года. Путем последовательного суммирования повторяемости получаем продолжительность стояния значений мутности , которая, как известно, относится к нижней границе каждого интервала (табл.I).

Таблица I

Интервал мутности г/м³	Повторяемость (сутки)	Продолжительность (сутки)
выше 1100	0	0
1100–1001	1	1
1000–901	0	1
900–801	0	1
800–701	2	3
700–601	5	8
600–501	14	22
500–451	19	33
450–401	6	39
400–351	14	53
350–301	5	58
300–251	17	75
250–201	32	107
200–151	43	150
150–101	66	216
100– 51	93	309
до 50	56	365

Кривая продолжительности модульных коэффициентов среднесуточной мутности, которая более удобна для целей сравнения, легко получается из кривой продолжительности мутности делением значений мутности, соответствующих определенной продолжительности, на среднюю мутность, подсчитанную как среднее арифметическое из среднесуточных величин.

Указанным выше способом были определены кривые продолжительности среднесуточной мутности р.Дунай у г.Лом за период с 1957 по 1965 (табл.2), которые представлены графически на рис.I.

Как видно из рис.I, кривые продолжительности среднесуточной мутности S располагаются на графике сравнительно широкой полосой. Более узкой

полосой располагаются кривые продолжительности модульных коэффициентов среднесуточной мутности k_S (рис.2), построенные по значениям S, определенным из кривой продолжительности мутности и отвечающим продолжительности (T), равной 5, 10, 30, 60, 120, 180, 240, 300 и 360 суток; они отнесены к среднегодовой мутности, подсчитанной как среднее арифметическое из среднесуточных величин мутности (табл.3).

Кривые продолжительности среднесуточных значений S и k_S обладают следующими свойствами:

1. Между кривыми продолжительности среднесуточных значений S и k_S и соответствующими кривыми продолжительности расходов воды существует ясно выраженное соответствие. Важной характеристикой кривых продолжительности и, прежде всего, их формы являются коэффициент естественной зарегулированности стока φ, предложенный Д.Л.Соколовским, и коэффициент неравномерности d внутригодового распределения величины, продолжительность которой определяется, предложенный В.Г.Андреановым. Оба коэффициента приняты документом ЕР/205 от 25.У.1959 г. на экономическом и социальном совете при комитете по энергетике при ООН, как показатели внутригодового распределения стока. Между φ и d существует следующая зависимость:

$$d = 1 - \varphi.$$

Эти коэффициенты, как показывают проведенные нами исследования, могут быть успешно использованы и при исследовании внутригодового распределения и кривых продолжительности мутности.

Коэффициент d, предложенный В.Г.Андреановым для стока воды, определяется как отношение площади, замкнутой между осью ординат, кривой продолжительности и прямой с уравнением $k = 1$ (соответственно $Q = Q_{ср}$ или $S = S_{ср}$) ко всей площади, замкнутой между кривой продолжительности и осями координат. Между коэффициентами неравномерности во внутригодовом распределении среднегодовой мутности d_S и коэффициентами неравномерности среднесуточных расходов воды d_Q р.Дунай у г.Лом (табл.4) существует ясно выраженная зависимость (рис.3), имеющая вид:

$$d_S = d_Q^{0,67}. \qquad (1)$$

2. Определенная посредством планиметрирования площади кривой продолжительности среднесуточных значений S среднегодовая мутность $S^*_{год}$ не соответствует среднегодовой мутности воды, определенной по формуле

$$S_{год} = \frac{1000 R_{год}}{Q_{год}} = \frac{1000 \sum_1^{365} Q_i S_i}{\sum_1^{365} Q_i}, \qquad (2)$$

о чем свидетельствуют данные, приведенные в табл.4, где сопоставлены результаты расчетов мутности двумя способами для р.Дунай у г.Лом. Значительные расхождения в величинах вычисленных мутностей приводят к мысли о необходимости определения новой характеристики средней мутности речной воды, отличающейся от определенной по формуле (2) тем, что она не учитывает вес расхода воды и поэтому может быть названа "расходной".

Характеристика средней годовой мутности речной воды может быть получена не только по указанному выше способу – планиметрированием площади кривой продолжительности, но и как среднее арифметическое значение из среднесуточных величин мутности:

$$S^*_{год} = \frac{\sum_1^{365} S_i}{365}. \qquad (3)$$

Формула (3) не учитывает вес расхода воды, вследствие чего получаемая характеристика мутности S^* может быть названа "качественной" или "субстанциональной".

Однако, как известно, при обработке данных о взвешенных наносах определяется не субстанциональная, а только расходная мутность воды, которая публикуется в соответствующих гидрологических изданиях (справочниках, ежегодниках и др.) в виде среднемесячных, среднегодовых и др. величин. В то же время необходимо подчеркнуть, что использование расходной мутности при проектировании водозаборов, при категоризации качества воды и т.д. может приводить к грубым ошибкам (табл.5). Так, например, при годовом водозаборе с постоянным дебитом из р.Дунай у г.Лом, используя расходную мутность, будем иметь неоправданное завышение расхода взятых из реки наносов на

$$\frac{202 - 168}{168} \cdot 100 = 21\ \%$$

На малых реках такое завышение достигает значительно больших размеров (табл.5).

Проведенные исследования расходной и субстанциональной мутности р.Дунай у г.Лом показывают, что:

а) субстанциональная мутность всегда меньше по величине, чем расходная;

б) отношение между расходной и субстанциональной мутностью связано с неравномерностью во внутригодовом распределении стока воды (рис.4), которая для р.Дунай у г.Лом может быть выражена формулой:

$$S^* = \frac{S}{1 + 6{,}3\, d_Q^{1,8}}; \qquad (4)$$

в) субстанциональная мутность вместе с коэффициентом неравномерности внутригодового распределения среднесуточной мутности является важной характеристикой кривых продолжительности мутности.

Заключение

1. Кривые продолжительности среднесуточной мутности могут быть успешно использованы при проектировании и эксплуатации гидротехнических объектов, так как дают распределение значений мутности в течение года, что во многих случаях может быть полезным.

2. Между кривыми продолжительности S и Q существует сравнительно тесная связь, что дает возможность найти способ построения кривых продолжительности S посредством кривых продолжительности Q. В статье получена следующая зависимость между коэффициентами неравномерности во внутригодовом распределении стока воды d_Q и мутности d_S для р.Дунай у г.Лом:

$$d_S = d_Q^{0,67}.$$

3. Важной характеристикой взвешенных наносов является субстанциональная мутность, вследствие чего рекомендуется ее определение наряду с расходной мутностью. В статье получена следующая зависимость между субстанциональной мутностью S^*, мутностью S и коэффициентом неравномерности во внутригодовом распределении стока воды р.Дунай у г.Лом:

$$S^* = \frac{S}{1 + 6,3\, d_Q^{1,8}}.$$

Таблица 2

Мутность г/м³	Продолжительность (сут) в разные годы									Средняя продолжительность за 1957–1965 гг.
	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	
1 200 – 1 101									2	0,2
1 100 – 1 001	2	1							3	0,7
1 000 – 901	6	1							4	1,2
900 – 801	9	1				2		1	5	2,0
800 – 701	17	3	3	2		5	2	2	6	4,4
700 – 601	21	8	6	13	1	5	6	6	7	8,1
600 – 501	30	22	9	17	14	10	10	9	10	14,5
500 – 451	38	33	11	18	4	15	18	15	10	18,0
450 – 401	45	39	17	25	10	20	28	19	11	23,8
400 – 351	58	53	29	40	14	22	46	28	23	34,8
350 – 301	71	58	40	56	21	31	53	36	35	44,5
300 – 251	99	75	62	95	36	48	76	58	53	66,9
250 – 201	149	107	88	145	58	66	94	85	74	96,2
200 – 151	224	150	144	225	80	88	110	126	96	138
150 – 101	286	216	254	309	184	143	174	226	149	216
100 – 51	360	309	330	363	325	294	295	310	355	326
до 50	365	365	365	366	365	365	365	366	365	365

Таблица 3

Год	Мутность (S) и соответ. мод.коэф. (k_s)	Продолжительность (сутки)									Ср.год. мутность г/м³
		5	10	30	60	120	180	240	300	360	
1957		920	790	500	324	228	180	138	90	50	226
		4,10	3,50	2,22	1,44	1,01	0,80	0,61	0,40	0,22	
1959		645	582	462	292	185	126	85	55	30	179
		3,60	3,26	2,58	1,63	1,03	0,56	0,48	0,31	0,17	
1959		630	470	345	255	165	130	105	70	20	160
		3,94	2,94	2,15	1,59	1,03	0,81	0,66	0,44	0,13	
1960		675	630	380	295	220	180	140	105	55	206
		3,28	3,06	1,85	1,43	1,07	0,88	0,68	0,51	0,27	
1961		440	400	265	190	125	100	85	65	25	127
		3,48	3,15	2,09	1,50	0,99	0,79	0,67	0,51	0,20	
1962		600	500	302	215	115	86	68	55	15	128
		4,68	3,90	2,36	1,67	0,90	0,67	0,53	0,39	0,12	
1963		610	500	392	276	135	100	80	50	15	153
		3,95	3,30	2,52	1,82	0,88	0,65	0,53	0,33	0,10	
1964		600	500	337	245	155	120	92	58	15	152
		3,95	3,30	2,22	1,65	1,02	0,79	0,61	0,38	0,10	
1965		800	450	320	230	115	95	80	65	40	143
		5,60	3,15	2,24	1,60	0,81	0,66	0,56	0,45	0,28	
Среднее		655	535	365	258	160	124	97	68	30	168
		3,90	3,20	2,16	1,53	0,95	0,75	0,58	0,40	0,18	

Таблица 4

Год	d_s	d_Q	S	S^*	$\frac{S}{S^*}$
I957	0,26	0,I4	274	224	I,24
I958	0,36	0,2I	224	I79	I,25
I959	0,27	0,I3	I80	I60	I,I3
I960	0,22	0,09	2I8	206	I,06
I96I	0,24	0,I3	I6I	I27	I,27
I962	0,33	0,20	I88	I28	I,47
I963	0,36	0,I9	I96	I58	I,28
I964	0,27	0,I7	20I	I52	I,33
I965	0,34	0,I8	I69	I43	I,I8

Таблица 5

Река	Пункт	Поречье	S г/м³	S^* г/м³	$\frac{S-S^*}{S^*}100$
Тополовец	Раяновци	Дунай	400	I95	I06
Искыр	Курило	Дунай	660	465	42
Бели Лом	Разград	Дунай	I980	940	II0
Искрецка	Своге	Дунай	I330	360	272
Черни Лом	Широково	Дунай	2077	600	245

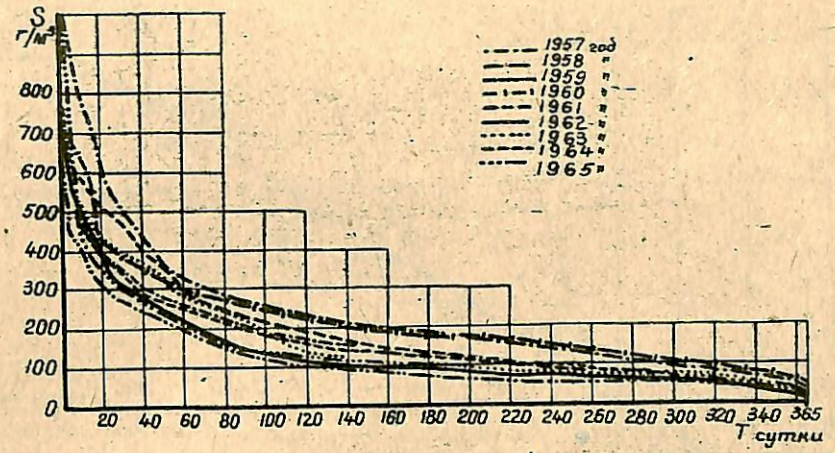

S г/м³
800
700
600
500
400
300
200
100
0
20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 365
T сутки
1957 год
1958 "
1959 "
1960 "
1961 "
1962 "
1963 "
1964 "
1965 "

Рис. 1

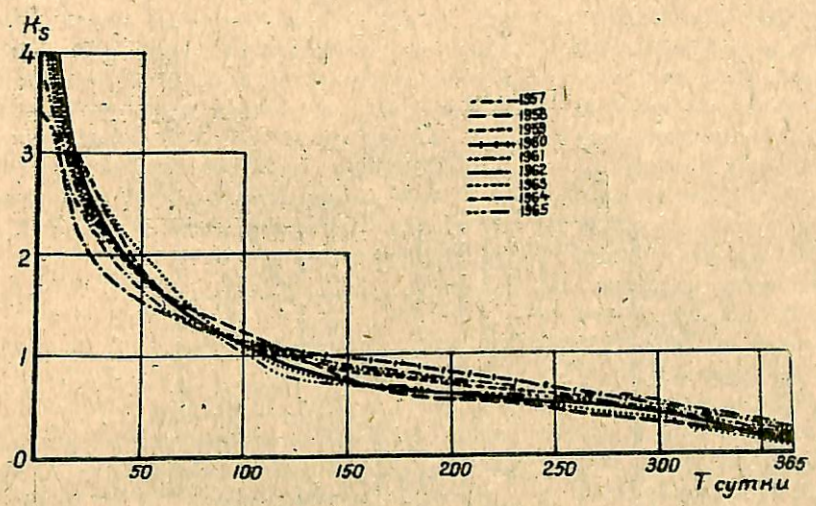

Ks
4
3
2
1
0
50 100 150 200 250 300 365
T сутки

Рис. 2

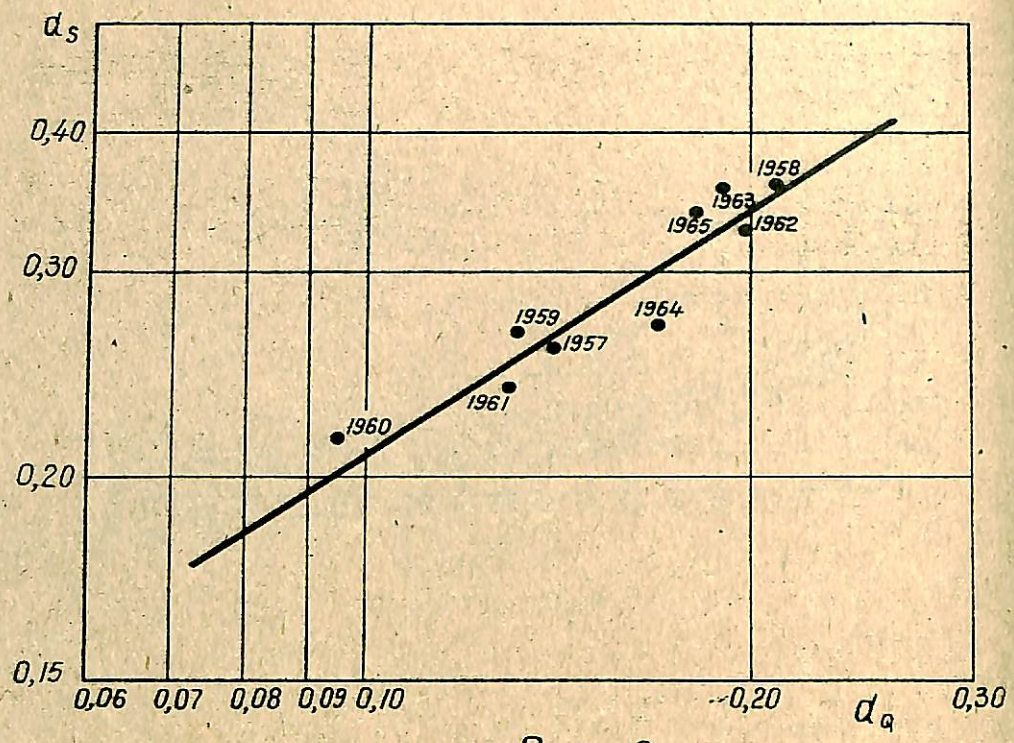

d_S
0,40
0,30
0,20
0,15
0,06
0,07
0,08
0,09
0,10
0,20
0,30
d_Q
1958
1963
1965
1962
1959
1964
1957
1961
1960

Рис. 3

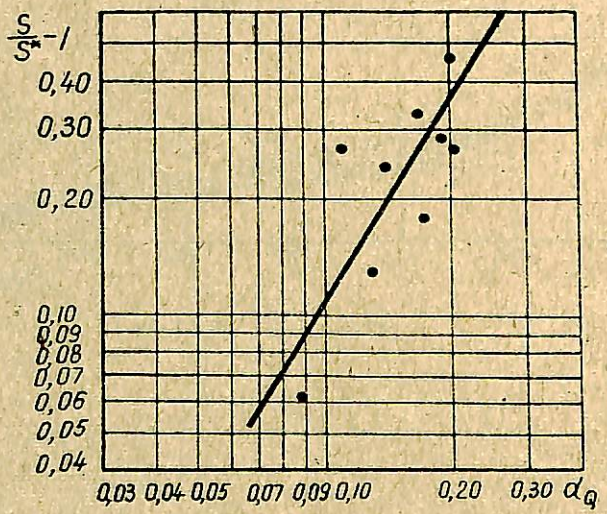

$\frac{S}{S^*}-1$
0,40
0,30
0,20
0,10
0,09
0,08
0,07
0,06
0,05
0,04
0,03
0,04
0,05
0,07
0,09
0,10
0,20
0,30
d_Q

Рис. 4

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИСПЕРСИОННЫХ И ДРУГИХ ХАРАКТЕРИСТИК РЕКИ ДУНАЯ У БЕЛГРАДА

В.ВУКМИРОВИЧ, М.РАДОИЧИЧ, Т.ТАСОВАЦ, Р.РАДОСЛАВЛЕВИЧ

Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

Загрязнение естественных водотоков сточными водами промышленных предприятий и населенных пунктов все больше становится одной из жизненных проблем всего человечества. В границах этой широкой проблематики, требующей комплексного решения, весьма значительным является познание гидрологических и гидродинамических характеристик естественных водотоков - реципиентов сточных вод. Особенно важным является познание дисперсионных характеристик водотока как показателя его способности поглощать и растворять известное количество сточных вод.

В работе показаны исследования дисперсионных характеристик Дуная, измерительная техника с использованием радиоактивных индикаторов, а также результаты измерений, проведенных во время весьма низких вод в Дунае (диффузионные коэффициенты диаграммы растворения). Кроме того, показаны и результаты систематических измерений общей бета-радиоактивности воды Дуная, которые проводятся с 1958 года.

S u m m a r y

The pollution of natural watercourses by waste waters from industrial plants and communities has become a problem of vital importance for humanity. Within this broad problematics, which claims for complex solutions, it is important to know the hydrologic and hydrodynamic characteristics of natural watercourses - waste water recipients. Particularly significant is the knowledge of dispersion characteristics of watercourse as an index of the capacity of a watercourse to absorb and dilute determined quantity of waste waters.

The paper outlines the research in dispersion characteristics of the Danube and measuring technique by the use of radioactive tracers as well as the results of measurements carried out at very low waters in the Danube (diffusion coefficients, dilution diagrams). In addition, systematic measurements of the total beta radioactivity of the Danube water, carried out since 1958, are presented in the paper.

K u r z f a s s u n g

Die Verunreinigung der natürlichen Wasserläufe durch Abwässer aus Industrieanlagen und Siedlungen entfaltet sich immer mehr zu einem der vitalen Probleme der gesamten Menscheit. Im Rahmen dieser eine komplexe Lösung erfordernden Problematik ist es sehr wichtig die hydrologischen und hydrodynamischen Charakteristiken der Natur-Wasserläufe als Rezipienten der Abwässer zu erkennen. Besonders wichtig ist die Erkenntnis von Dispersions-Charakteristiken eines Wasserlaufes als Kapazitätsindex des betreffenden Wasserlaufes zur Absorbierung und Auflösung einer bestimmten Abwassermenge.

In der vorliegenden Arbeit werden die Untersuchungen von Dispersions-Charakteristiken der Donau die Messtechnik unter Nutzung radioaktiver Trasseure, sowie die Ergebnisse der zur Zeit sehr niedriger Wasserstände der Donau ausgeführten Messungen (Diffusionskoeffizienten, Auflösungsdiagramme) dargestellt. Ausserdem werden auch die seit 1958. durchgeführten systematischen Messungen der gesamten Beta-Radioaktivität des Donauwassers aufgeführt.

Введение

Принимая во внимание факт, что международная река Дунай все больше и больше загрязняется различными загрязняющими веществами (отходами) и что в очень скором будущем вследствие строительства плотины Джердап (Железные Ворота) произойдут изменения гидродинамических, гидрохимических и гидробиологических характеристик реки, и увеличение накопления загрязняющих веществ, по крайней мере в какой-нибудь части водотока, Водохозяйственный институт им.Ярослава Черни, Институт ядерных наук им.Бориса Кидрича и Институт биологических исследований предприняли систематические исследования реки Дуная, в целях определения объема этих изменений и их влияния на окружающую обстановку. В эти исследования, проводимые на участке Дуная вниз по течению от Белграда, на котором произойдет подпор вследствие формирования водоема (озера), входит следующее:

- Координированные межотраслевые исследования гидрологических, гидродинамических, седиментологических, физических, химических, радиохимических, биологических и других характеристик водотока, анализы их изменений и определение взаимозависимости отдельных параметров.
- Испытание дисперсии загрязняющих веществ в водотоке в различных гидрологических условиях и установление закономерности их транспортирования.
- Исследование влияния наличия загрязняющих веществ на среду, в которую они попадают, т.е. установление процесса и кинетики их накопления в водотоке в целом и в отдельных частях системы, а также их влияние на биоценоз.

В этой работе показаны некоторые результаты исследования дисперсионных характеристик водотока и результаты систематических измерений радиоактивности водотока в течение многолетнего периода.

Измерение дисперсионных характеристик

Измерения дисперсионных характеристик водотока проводились в течение шести лет, с 1965 по 1970 гг. на экспериментальном участке Дуная, между ПК II+44 и II+20. Гидрологические характеристики этого участка Дуная за период исследования показаны в таблице I.

Основная идея измерения дисперсии состоит в том, что в наиболее удаленном вверх по течению створе исследуемого участка, в определенной точке водотока, вводится изотопный индикатор в виде водного раствора, а затем наблюдается его перемещение и распространение вниз по течению от места ввода (распределение по времени, распределение в вертикальном направлении и поперек течения).

В качестве индикатора принят радиоактивный изотоп бром-82 в виде водного раствора бромистого бария (бесмида бария). Использование радиоактивного индикатора предоставило возможность наблюдения перемещения индикатора на больших расстояних, измерениями в месте нахождения, без взятия проб и лабораторных анализов.

Радиоактивный индикатор инъецирован в выбранном створе правильного гидравлического участка. Инъецирование проводилось в точке, в которой гидравлические характеристики приблизительно такие же как средние гидравлические характеристики всего экспериментального участка. Измерения проводились двух видов: измерения с мгновенным и непрерывным введением индикатора.

Измерения концентрации введенного в водоток радиоактивного индикатора проводились при помощи сцинтилляционного счетчика с пересчетными устройствами, регистраторами импульсов и самописцами. Эти инструменты были установлены на моторных лодках для регистрации изменений концентрации индикатора поперек течения и вглубь водотока.

Продольное распределение индикатора регистрировалось на нескольких выбранных профилях вдоль водотока. Притом счетчиками на лодках, стоящих на якоре, измерялось изменение концентрации индикатора с течением времени.

Результаты измерений изменения концентрации индикатора по глубине показали, что получено полное смешение индикаторов по глубине после 1,5 км (Приложение 2 а). Анализируя эмпирические кривые распределения индикаторов поперек течения (Приложение 2в, 2с, 2d), мы пришли к выводу, что аппроксимация этого распределения возможна нормальным законом вероятности. Измерения распределения индикатора по времени на постоянных точках отдельных поперечных профилей (Приложение 3) показывают стремление к симметричному распределению.

Эти факты повлияли на формирование общей математической модели для мгновенного (короткого) ввода индикатора:

$$C = \frac{M}{h\sqrt{4\pi D_x t}} e^{-\frac{(x-ut)^2}{4xt}} \frac{1}{S_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y-\bar{y})^2}{2S_y^2}},$$

где: C – концентрация радиоактивного индикатора в профиле в "x" (метрах) от профиля ввода в момент " t " (сек.) после ввода индикатора и на расстоянии "y" (метров) от левого берега;

h – глубина воды;

u – средняя скорость движения индикатора (м/сек.);

D_x – продольный диффузионный коэффициент ($м^2$/сек.);

M – введенная радиоактивность;

$\bar{y}$ – расстояние места максимальной концентрации от левого берега;

S_y^2 – поперечная дисперсия.

На основании результатов измерения проведено вычисление значений параметров этой математической модели для отдельных поперечных профилей. Значения этих параметров послужили для интерполяции результатов поперечных профилей на всем измерительном участке.

В приложении 4а показана зависимость времени появления максимальной концентрации при мгновенном введении (для измерений 1969 года) от расстояния от места введения индикатора. Зависимость поперечной дисперсии от расстояния показана в приложении 4в, а зависимость продольного диффузионного коэффициента в приложении 5а. В том же приложении показаны изменения продольного диффузионного коэффициента и для измерений 1966, 1967, 1968 гг. Продольный диффузионный коэффициент с расстоянием растет и асимптотически стремится к постоянной величине. Значения продольного диффузионного коэффициента при больших расходах Дуная являются также большими.

На основании параметров математической модели вычислены максимальные концентрации индикатора для случая мгновенного введения радиоактивного брома-82. На диаграмме 5в показано снижение максимальной концентрации вдоль водотока для измерений с 1966 по 1969 гг. При минимальном расходе получено минимальное разбавление индикатора.

Эти же параметры послужили и для вычисления теоретических распределений (поперек течения и во времени). Согласование теоретически вычисленных распределений с результатами измерения показано в приложении 2 и 3.

В приложении 6 показаны теоретические распределения по времени для трех поперечных профилей, в местах максимальной активности и в 10, 50, 70 и 100 м влево и вправо от места максимальной активности.

На ситуационном плане в приложении 1 показаны поперечные распределения и распределения индикатора по времени на всем участке.

Радиоактивность водотока

Измерение радиоактивности водотока проводилось систематически измерением общей бета-радиоактивности суточных проб. Изменения радиоактивности воды в периоде 1958–1967 гг. показаны в приложении 4. Анализ эмпирических "кумулятивных" (интегральных) кривых распределения бета-радиоактивности указывает на закономерность изменений в течение всего периода исследований. Эти закономерности подтверждены и проведена оценка изменения соотношения общей бета-радиоактивности и взвешенных наносов, измерение которых проведено в одной точке профиля водотока в течение продолжительного периода времени, а также по всему поперечному профилю в течение короткого периода времени.

Высокий коэффициент корреляции радиоактивности осадков и радиоактивности дунайской воды в приведенном периоде указывает на то, что радиоактивность воды возникала в основном от ядерных взрывов. Однако, с 1966 года увеличению радиоактивности Дуная способствуют и ядерные сооружения в пределах бассейна Дуная.

Принимая во внимание, что строительство плотины в Железных Воротах приведет к изменению гидродинамических, гидрохимических и других параметров и увеличенному накоплению загрязняющих веществ в известной части водотока, упомянутые исследования представляют собой особый интерес.

В заключение приносим нашу благодарность Международному Агенству по атомной энергии из Вены за финансовую поддержку проекта исследований дисперсионных характеристик водотока.

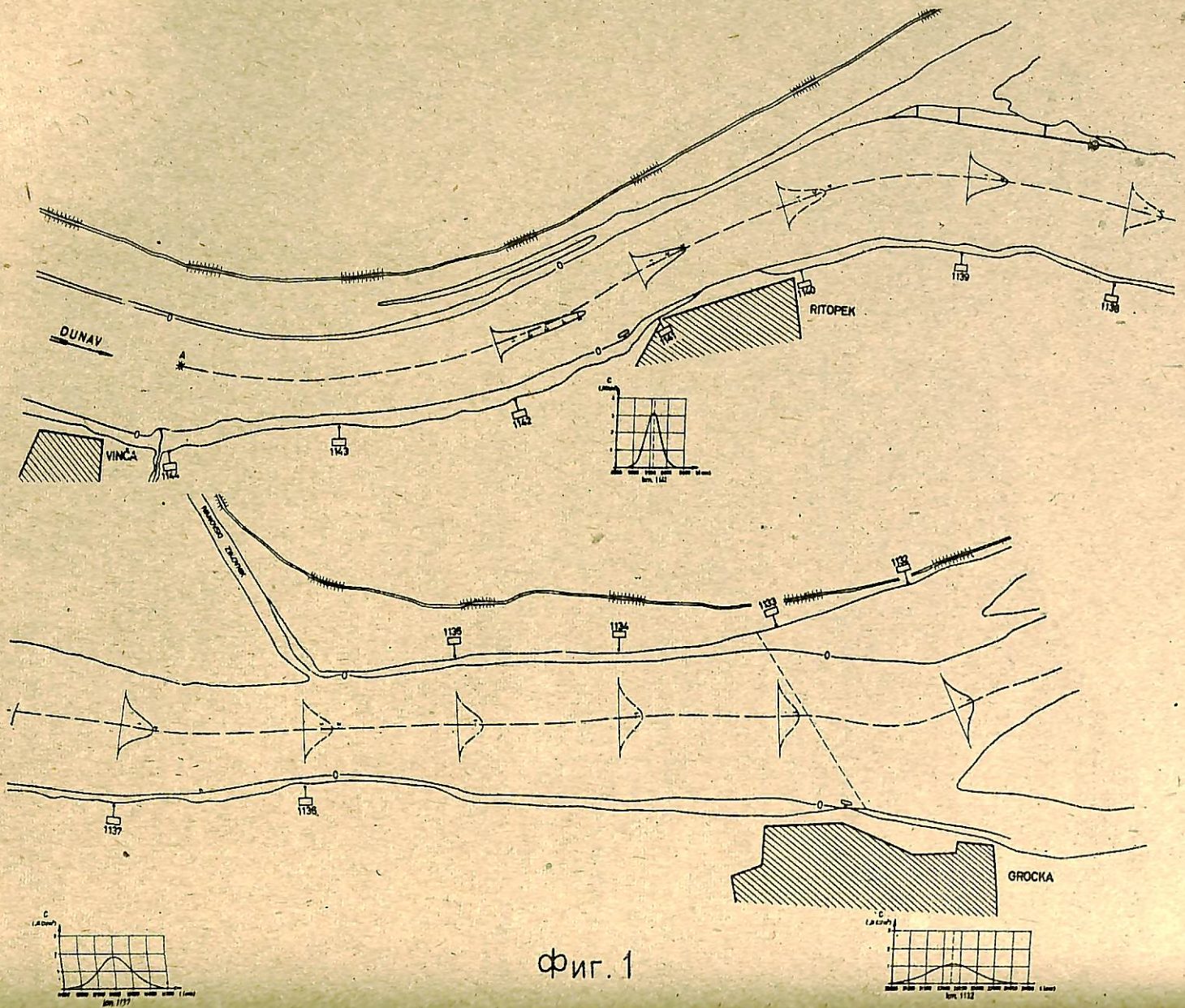
Литература

1. VUKMIROVIĆ V. et al. Etude du mouvement des nuclides radioactives lors de leur rejet dans le Danube. Rapport IBK 555, Institut de Scienses Nucleaires "Boris Kidrič", Vinča.
2. TASOVAC T., and ofh. Nuclear Techniques in Studies of Dispersion and some other Properties of the Danube, Izotope in Hydrology 1970, Iaea, Vienna.
3. TASOVAC T. und RADOSAVLJEVIĆ R. Die Verteilung der Gesamt-Beta-Radioaktivität auf die flüssige Phase und die suspendierten Teilchen im Dona - uwasser, Arch. Hydrobiol./Suppl. XXXVI-I, 1969.
4. TASOVAC T., and RADOSAVLJEVIĆ R. Investigation of the Radioactivity of the Danube, Environmental Contamination by Radioactive Materials, IAEA, 1969.

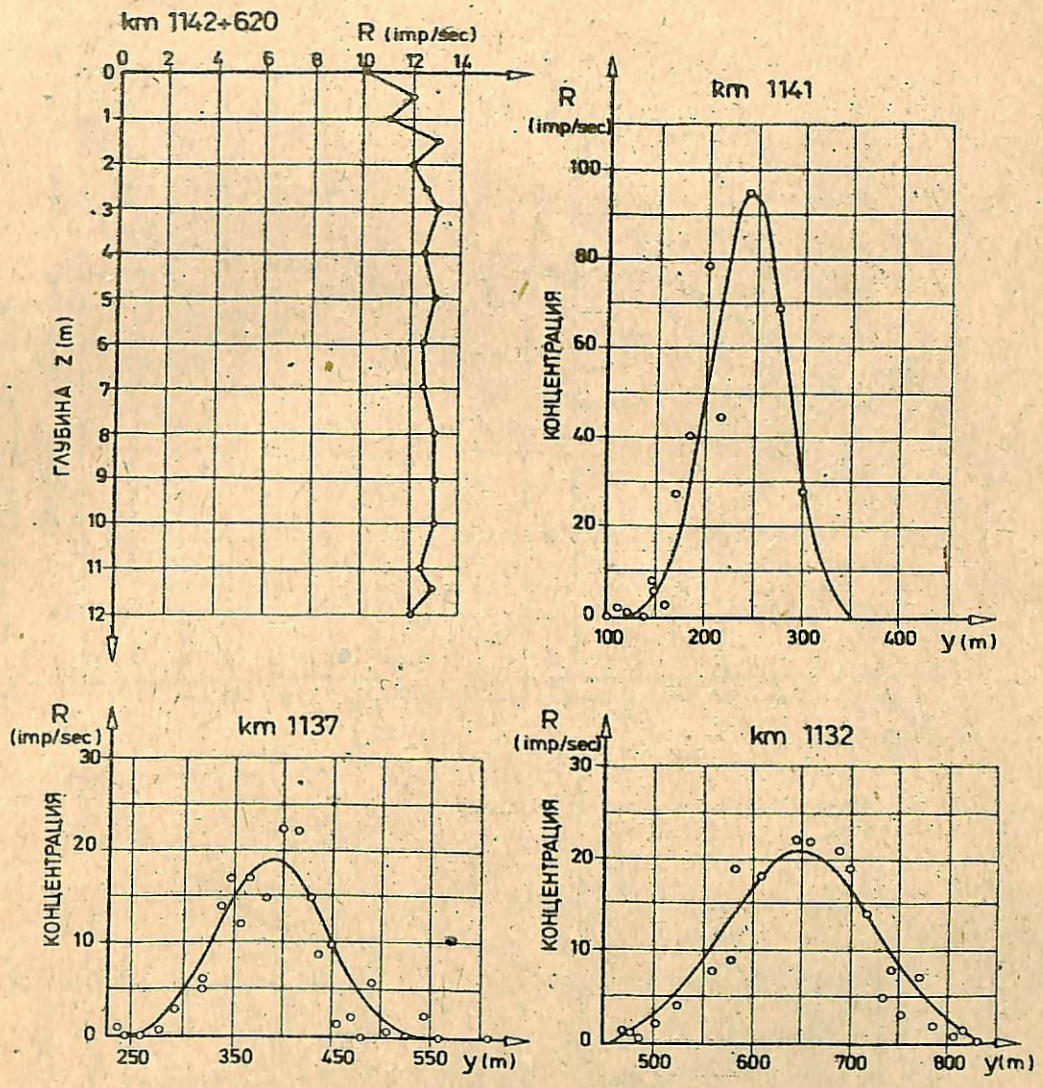
ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО УЧАСТКА ДУНАЯ ПРИ ИЗМЕРЕНИЯХ ДИСПЕРСИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

ТАБЛИЦА I

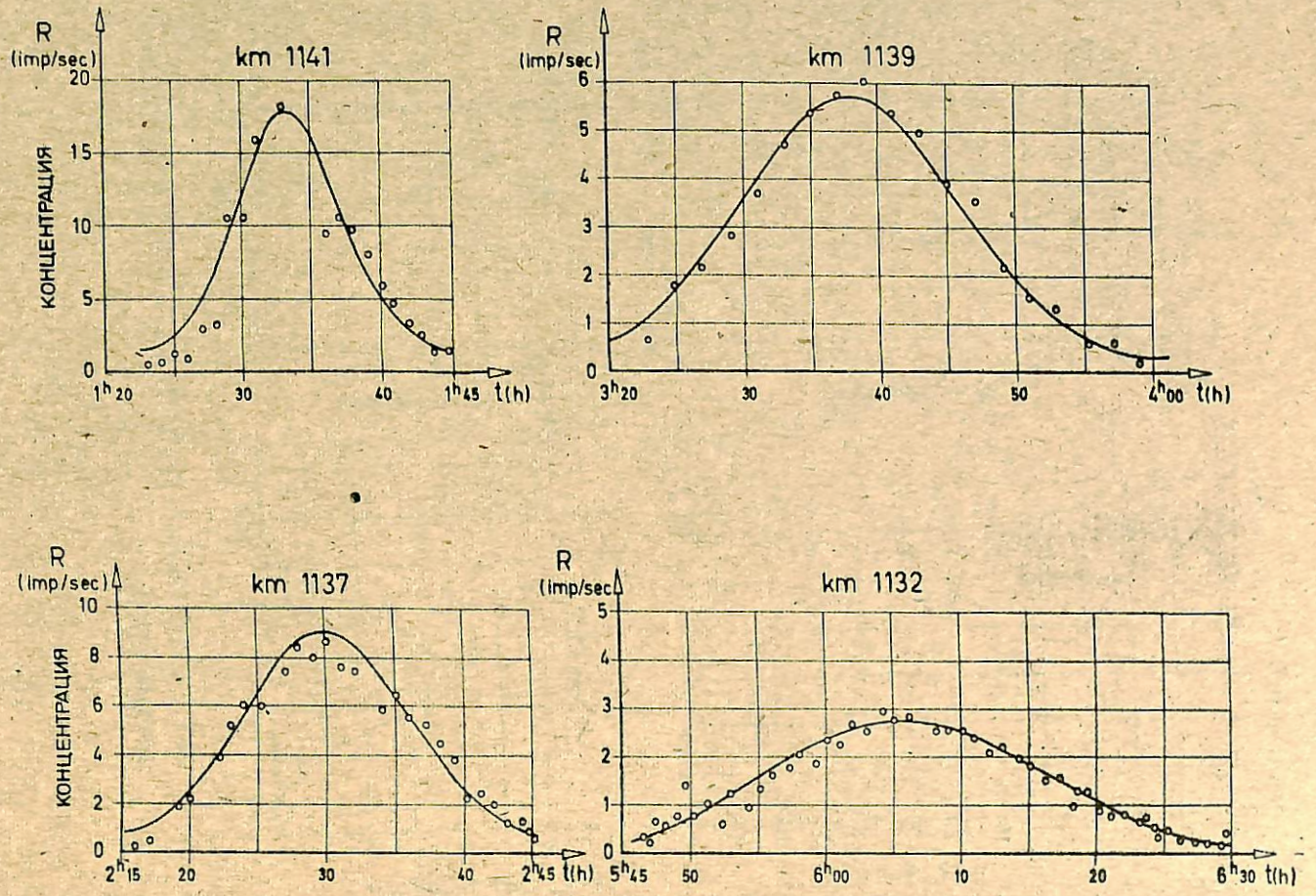
ПК (km)		11+44				11+41	11+32
ГОД		1966	1967	1968	1969	1969	1969
РАСХОД	Q (m^3/s)	3200	3300	3500	2070	2070	2070
ШИРИНА	B (m)	715	718	722	700	500	1100
ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ	F (m^2)	5220	5300	5450	4380	5100	3400
СКОРОСТЬ	v (m/s)	0.65	0.67	0.69	0.47	0.40	0.60
ГЛУБИНА	h (m)	7.30	7.40	7.50	6.20	10.20	3.00


DUNAV
VINČA
RITOPEK
GROCKA
1143
1142
1141
1140
1139
1138
1137
1136
1135
1134
1133
1132

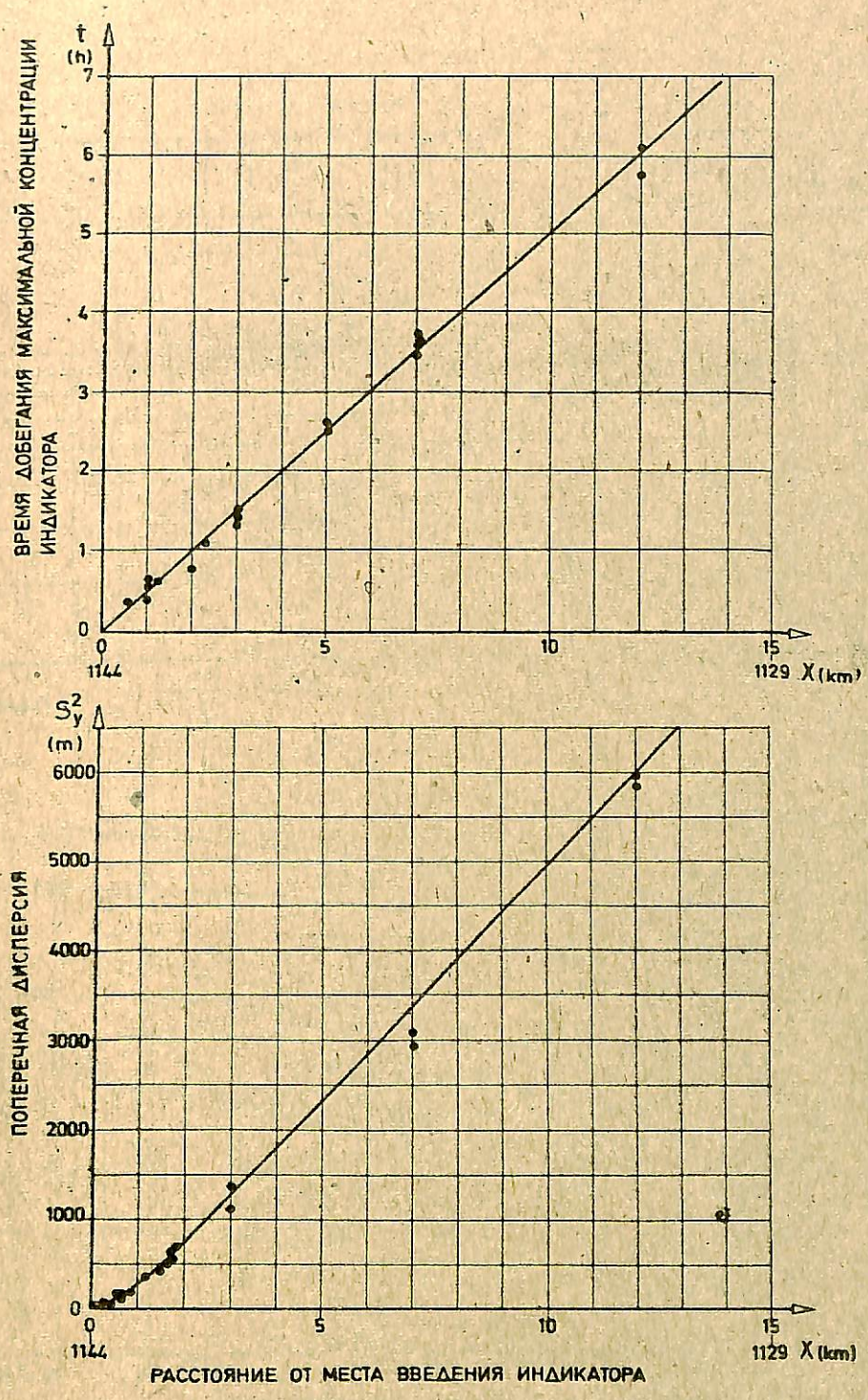
фиг. 1



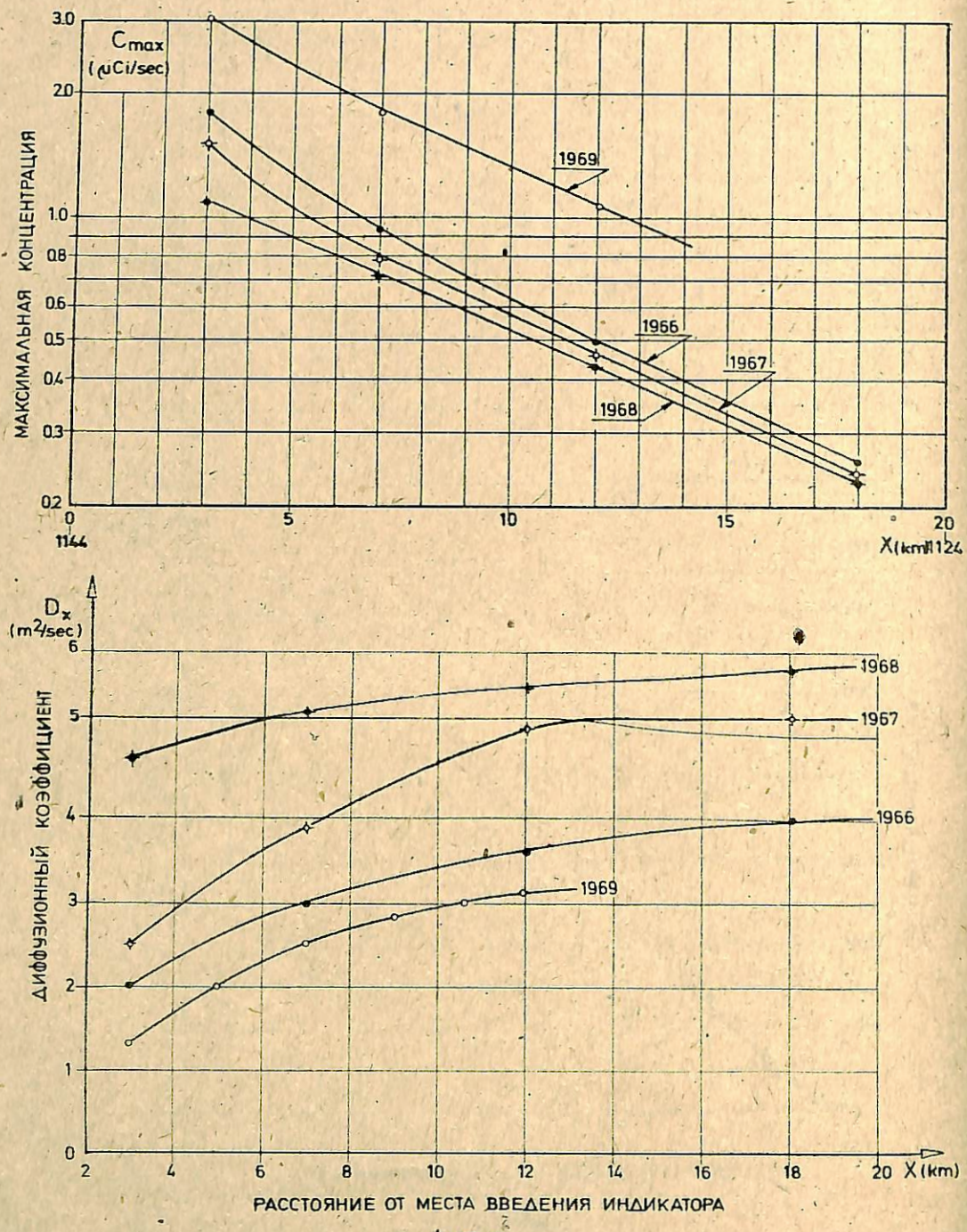
ФИГ. 2 - ВЕРТИКАЛЬНОЕ И ПОПЕРЕЧНЫЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ИНДИКАТОРА



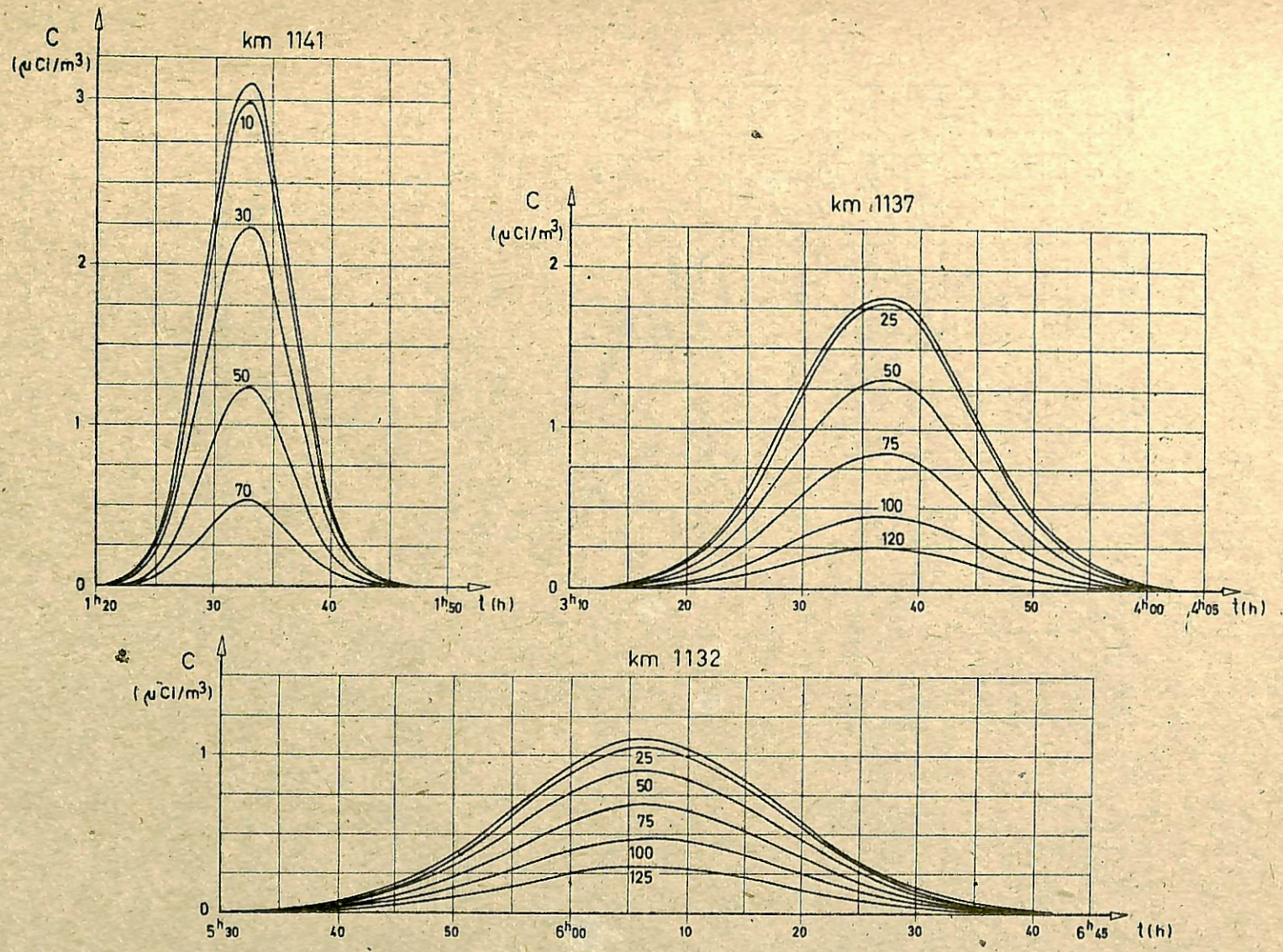
ФИГ. 3 – РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ИНДИКАТОРА ПО ВРЕМЕНИ


t
(h)
7
6
5
4
3
2
1
0
ВРЕМЯ ДОБЕГАНИЯ МАКСИМАЛЬНОЙ КОНЦЕНТРАЦИИ ИНДИКАТОРА
0
5
10
15
1144
1129 X (km)
S_y^2
(m)
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
ПОПЕРЕЧНАЯ ДИСПЕРСИЯ
0
5
10
15
1144
1129 X (km)
РАССТОЯНИЕ ОТ МЕСТА ВВЕДЕНИЯ ИНДИКАТОРА

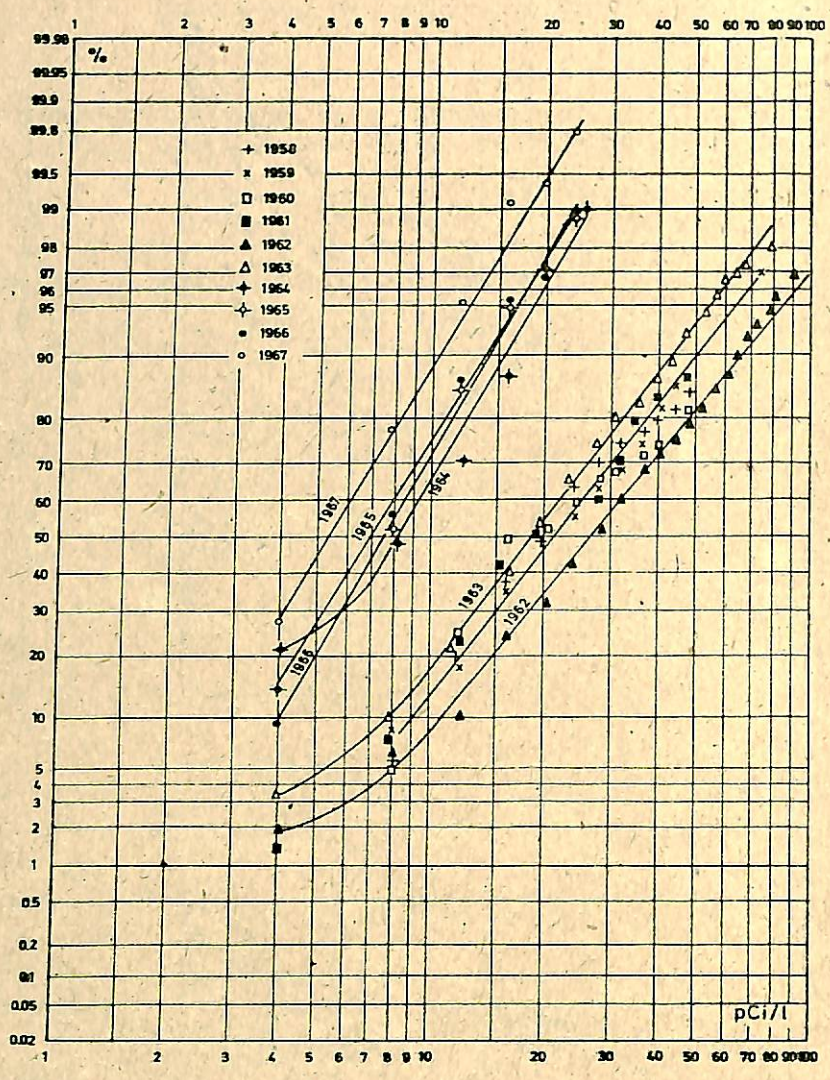
ФИГ 4


C_{max} (μCi/sec)
МАКСИМАЛЬНАЯ КОНЦЕНТРАЦИЯ
3.0
2.0
1.0
0.8
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
1969
1966
1967
1968
0
5
10
15
20
X(km)
1144
1124
D_x (m^2/sec)
ДИФФУЗИОННЫЙ КОЭФФИЦИЕНТ
6
5
4
3
2
1
0
1968
1967
1966
1969
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20 X(km)
РАССТОЯНИЕ ОТ МЕСТА ВВЕДЕНИЯ ИНДИКАТОРА

ФИГ. 5



ФИГ. 6 - ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПО ВРЕМЕНИ



ФИГ. 7 - ЭМПИРИЧЕСКИЕ КУМУЛЯТИВНЫЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ОБЩЕЙ БЕТА-РАДИОАКТИВНОСТИ

VORHERSAGE DES VERLANDUNGSZUSTANDES VON FLUSZSTAUSEEN

MONDT, G.

Donaukraftwerk Jochenstein-AG und Österreichisch-Bayerische Kraftwerke-AG, Passau-Simbach, BRD

Р е з ю м е

В результате продолжительных наблюдений, проводившихся на реках Инн и Дунай, установлено, что после установления подпора нового равновесия в отметках дна этих рек не наступает. В зависимости от расхода воды отметки дна колеблются между двумя предельными значениями. Самая низкая возможная отметка дна, то-есть отметка, наблюдавшаяся до подпора, может быть достигнута при определенных обстоятельствах в результате длительного половодья. Повышение дна до самой высокой отметки можно ожидать тогда, когда расход воды колеблется в течение длительного времени в пределах между средним значением и расходами небольших паводков.

Выполненное исследование позволяет при проектировании подпорных сооружений предварительно определять ожидаемое обмеление подпорного участка реки и влияние этого обмеления на высоту уровня воды в зоне подпора.

K u r z f a s s u n g

Längere Beobachtungen an Inn und Donau, die hier an je zwei Staustufen dieser Ströme ausgewertet wurden, führen zu der Erkenntnis, daß die Höhe der Flußsohle nach dem Einstau keinen neuen Gleichgewichtszustand erreicht. Je nach der Wasserführung des Flusses pendelt sie zwischen zwei Extremwerten. Die tiefste denkbare Lage ist jene des vor dem Einstau vorhandenen Profils, die unter Umständen nach Zeiten längerer Hochwasserführung wieder erreicht werden kann. Die höchste Lage ist zu erwarten, wenn die Wasserführung über lange Zeiten zwischen Mittelwasser und kleineren Hochwässern schwankt.

Die Auswertung der Beobachtungen erlaubt es, die zu erwartenden Verlandungen und deren Einfluß auf die Höhe der Wasserspiegellagen im Rückstauraum bereits bei der Projektierung von Stauanlagen abzuschätzen.

S u m m a r y

Long-term observations of the rivers Inn and Danube, evaluated in this paper for two backwaters of these rivers each, have led to the realization that the level of the river bed will never again attain stable conditions after stowing. In accordance with the discharge of the river, the level of bed will vary between two extreme values. The deepest possible level is that of the profile prior to stowing-up which, under certain circumstances, may again be reached after long periods of high-water discharge. The highest level may be expected after long periods of variations between mean-water discharge and minor floods.

The evaluation of the observations permits estimating the silting-up and its influence on water levels in backwater areas as early as at the time of projecting the barrages.

Als man sich bald nach der Jahrhundertwende dem Bau von Wasserkraftanlagen an den großen Zuflüssen der Donau zuwandte, mußte man auf vielen Gebieten Neuland betreten und entsprechende Berechnungsgrundlagen entwickeln. Es ergaben sich hierbei auch Probleme, die erst nach längerer Betriebsdauer augenfällig wurden. Eines von ihnen ist das Absetzen des von diesen Flüssen mitgeführten Schwebstoffes, das entscheidenden Einfluß auf die Wasserspiegellage in den Rückstauräumen hat.

Am Inn, dessen jährliche Schwebstofffracht an seiner Mündung in die Donau bei Passau bei einer mittleren Jahreswasserfracht von rund 23,5 . $10^9 m^3$ im Durchschnitt der Jahre 1934/38, das heißt noch ohne wesentliche Beeinflussung durch oberliegende Kraftwerke, zu rund 4,4 . 10^6 t ermittelt wurde, wandte man diesen Problemen bei der Errichtung der ersten Laufkraftwerke zuerst nur geringes Augenmerk zu. Man ging bei der Berechnung der Staukurven von den im Zeitpunkt der Projektierung vorhandenen Querschnitten aus und verwendete die im ungestauten Fluß ermittelten Rauhigkeitsbeiwerte. Die in den nachfolgenden Jahren festgestellten Sohlenhebungen zwangen dazu, die aufgetretenen Probleme näher zu untersuchen und Verfahren zu entwickeln, die den späteren Verlandungszustand gleich von Anfang an berücksichtigten.

Eine der ersten Untersuchungen in dieser Richtung stellte ERTL von der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde an. Er versuchte, eine Beziehug zwischen der Größe des Stauraumes (I, gemessen in hm^3) und der Jahresmittelwasserführung seines Durchflusses (MQ, gemessen in m^3/s) herzustellen. Er hatte aus Messungen an natürlichen und künstlichen Stauseen folgende Werte abgeleitet:

Gewässer	$\frac{I}{MQ}$	Klärwirkung
1. Chiemsee	51,3	92 %
2. Saalachsee	0,091	75 %
3. Wasserburg 1. Betriebsjahr	0,046	68 %
4. Wasserburg 2. Betriebsjahr	0,034	50 %
5. Wasserburg 6. Betriebsjahr	0,027	27 %
6. Wasserburg 9. Betriebsjahr	0,024	13 %

Nach der so ermittelten Kurve endet die Klärwirkung, wenn durch die Verlandung der Wert $\frac{I}{MQ}$ kleiner als 0,023 wird. Obwohl ERTL's Untersuchungen nicht von ganz zutreffenden Voraussetzungen ausgehen - die Wirksamkeit eines Absetzbeckens, als welches man praktisch einen Rückstauraum betrachten kann, hängt ausschließlich von den Verhältnissen des Durchflusses Q (m^3/s) zur Wasseroberfläche F_O (m^2) ab - scheinen die Untersuchungen dann einen der Wirklichkeit nahekommenden Wert zu ergeben, wenn der Rückstauraum nicht aus einem mehr oder minder gestreckten Fluß, sondern aus einem seenartigen Becken besteht. Ein weitergehender Schritt wurde bei der Porjektierung des österreichisch-deutschen Grenzkraftwerkes Braunau-Simbach im Jahre 1951 unternommen [1]. Auf Grund von Messungen an länger bestehenden Kraftwerken des Inn hatte man ermittelt, daß etwa bei doppelter Mittelwasserführung die aufgelandete Sohle relativ stabil bleibt, wenn die Schleppspannung auf der Flußsohle einen Wert von 0,3 kp/m^2 erreicht hat. Von dieser Hypothese ausgehend, wurde ein numerisches Rechenverfahren entwickelt, das die zu erwartenden Auflandungen von vornherein in Rechnung stellt. Es hat in einigen Fällen gute Näherungswerte erbracht, in anderen Fällen jedoch wurden auch zu niedrige Sohlenlagen vorausberechnet.

Eigene Untersuchungen, die zunächst mit dem Katastrophenhochwasser 1954 abschlossen und in meiner 1959 veröffentlichten Dissertation [2] niedergelegt wurden, zeigten auf, daß es im Bereich der Schwebstoffablagerungen keine stabile Sohle gibt, sondern deren Lage von der jeweiligen Wasserführung des Flusses bestimmt wird. Die höchste Sohlenlage wurde erreicht, nachdem die Wasserführung lange Zeit im Bereich zwischen Mittelwasser und kleineren Hochwässern gependelt hatte. Die Sedimentation endete, sobald bei der Mittelwasserführung MQ, bei welcher der Inn praktisch frei von Schwebstoffen ist, eine mittlere Durchflußgeschwindigkeit v_m = rund 0,5 m/s erreicht worden war. Bei dieser Grenzgeschwindigkeit betrug die Schleppspannung rund 0,3 kp/m^2.

Bei anlaufendem Hochwasser setzte, sobald die Schleppspannung einen kritischen Wert von 0,5kp/m^2 überschritt, eine Ausräumung der Flußsohle ein. Die ermittelte Ausräumung beim Hochwasser 1954 war etwa proportional dem Arbeitsvermögen A_1 der durchfließenden Hochwasserwelle abzüglich eines Wertes A_O, welcher der Größe des Arbeitsvermögens beim Beginn der Ausräumung entsprach. Im Bereich der Innstufe Ering-Frauenstein wurde für die Ausräumung ΔV von $1m^3$ abgelagertem Schwebstoff nachstehende Formel abgeleitet:

$$\Delta V = \frac{A_1 - A_O}{150}$$

Da, wie früher erwähnt, die seinerzeitigen Untersuchungen 1954 abgeschlossen wurden, war es interessant und notwendig, den weiteren Verlauf der Sohlenumbildung zu verfolgen und die Verhältnisse der damals untersuchten Innstufe Ering-Frauenstein mit anderen Kraftwerken zu vergleichen. In die Untersuchungen einbezogen wurden daher die 1953 eingestaute Innstufe Braunau-Simbach als Oberlieger von Ering-Frauenstein, die 1955 eingestaute Donaustufe Jochenstein und das 1957 eingestaute Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug, wobei jeweils lediglich die unmittelbar oberhalb der Kraftwerksstufen liegenden 5 km des Stauraumes betrachtet werden.

1. Innstufe Ering-Frauenstein

Beim Einstau im Jahre 1942 war bei MQ = 715 m^3/s ein mittlerer durchströmter Querschnitt von rund 5000 m^2 vorhanden. Dieser verkleinerte sich bis 1953 auf im Mittel rund 1400 m^2. Die drei Hochwässer des Jahres 1954 erweiterten den Querschnitt wiederum auf rund 1980 m^2. Bis 1968 erfolgte dann eine Wiederverlandung bis auf rund 1490 m^2. Der Gang der Verlandung ist aus Tab. I zu entnehmen.

2. Innstufe Braunau-Simbach

Beim Einstau im Jahre 1953 war bei MQ = 706 m^3/s ein mittlerer durchströmter Querschnitt von rund 3165 m^2 vorhanden. Er verkleinerte sich bis 1963 auf im Mittel rund 1410 m^2. Die Hochwasserführungen der Jahre 1965 und 1966 hatten eine Ausräumung auf rund 1500 m^2 zur Folge. Bis Herbst 1968 hat der durchströmte Querschnitt wieder auf rund 1480 m^2 abgenommen.

3. Donaustufe Jochenstein

Beim Einstau im Jahre 1955 war bei MQ= 1420 m^3/s ein mittlerer durchströmter Querschnitt von rund 2740 m^2 vorhanden. Er verkleinerte sich bis 1964 auf rund 2580 m^2. Das Hochwasser 1965 mit mehrfacher Stauabsenkung legte praktisch die ursprüngliche Kiessohle wieder frei und erweiterte den Querschnitt auf rund 2720 m^2. Bis Herbst 1967 nahm der Querschnitt wieder bis auf rund 2690 m^2 ab (siehe Tab. III).

4. Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug

Für die Zeit vor und unmittelbar nach dem Einstau im Jahre 1957 liegt leider kein Zahlenmaterial vor. Für die Zeit vor dem Einstau ergibt sich für das Jahr 1953, nach der Staukurvenberechnung für Mittelwasser, ein mittlerer durchströmter Querschnitt von rund 3500 m^2.
Aufschlußreich ist eine Massenbilanz für diesen Stauraum von 23 km Länge:

1964/1963	=	+	984 708 m^3
1965/1964	=	-	2 022 596 m^3
1966/1965	=	+	1 675 391 m^3
1967/1966	=	-	750 895 m^3
1968/1967	=	+	47 295 m^3
1969/1968	=	+	114 675 m^3
Summe	=	+	49 578 m^3

Da bereits beim Einstau offensichtlich die Grenzgeschwindigkeit von rund 0,5 m/s vorgegeben war, fand keine wesentliche Auflandung statt. Inzwischen hat sich die Sohlenlage nach Ausräumungen als Folge von Hochwässern und Stauabsenkungen in den Jahren 1964/1965 und 1967 wieder auf den "Grenzquerschnitt" eingependelt.

Es ist festzustellen, daß das ermittelte Verlandungsgesetz für alle vier Kraftwerke Gültigkeit hat. Diese Tatsache ist nicht zuletzt dadurch bedingt, daß die Schwebstoffe des Inn auch für die Donau unterhalb der Innmündung maßgebend sind. Diese gute Übereinstimmung kommt besonders deutlich in nachstehender, auf die Verhältnisse der Jahre 1967/1968 bezogenen Tabelle zum Ausdruck:

Stufe	Braunau-Simbach	Ering-Frauenstein	Jochenstein	Ybbs-Persenbeug
MQ m^3/s	706	715	1420	1750
F_{Rest} +) m^2	1480	1490	2690	3590
v_{Grenz} m/s	0,475	0,480	0,527	0,488

+) Für den Durchfluß bei MQ nach Auflandung verbliebener Restquerschnitt.

Auch bei anderen Flußsystemen kann die Mittelwasserführung als Parameter gewählt werden, jedoch wird sich die spezifische Grenzgeschwindigkeit stark ändern. Die ETH-Zürich hat aus einschlägigen Versuchen folgende Grenzgeschwindigkeiten abgeleitet:

Korngröße mm	Grenzgeschwindigkeit v_m m/s
0,1	0,5
0,1 - 0,05	0,3
0,05 - 0,01	0,2
0,01	0,1

(Für den Inn liegt die maßgebende Korngröße bei etwa 0,07 mm.)

Die für ein Flußsystem maßgebende Korngröße bzw. Grenzgeschwindigkeit muß somit von Fall zu Fall erst bestimmt werden, am besten durch Beobachtungen an bereits bestehenden Stauwerken.

Für die Projektierung von Stauanlagen an schiffbaren Flüssen ist die Erkenntnis wichtig, daß in allen Querschnitten, in denen die Grenzgeschwindigkeit unterschritten wird, mit einer entsprechenden Auflandung zu rechnen ist. Bei abgeschlossener Verlandung bildet der Rückstauraum eines Flusses im Ablagerungsbereich der Schwebstoffe praktisch einen Kanal mit dem Querschnitt $F = \frac{Q}{v_{gr}}$. Durch Variation der Breite hat man es in einem gewissen Rahmen in der Hand, die Tiefe des Gerinnes willkürlich zu bestimmen.

Selbstverständlich ändert sich im Auflandungsbereich auch die Rauhigkeit der Sohle. Für die Berechnungen am Inn wurde zumeist die Formel von Strickler $v = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ verwendet, in der k einen von der Rauhigkeit der Sohle abhängigen Zahlenwert, I das Reibungsgefälle des Flusses und R den hydraulischen Radius bezeichnet. Der k-Wert, der im ungestauten Fluß bei rund 35 lag, nahm im Auflandungsbereich für normalen Durchfluß auf etwa k = 50 zu und überschritt während eines Hochwasserdurchganges diesen Wert zum Teil erheblich.

Um Mißverständnisse auszuschließen, sei abschließend ausdrücklich betont, daß die obenstehend getroffenen Aussagen nicht für die Verhält-

nisse an der Stauwurzel geschiebeführender Flüsse gültig sind. Geschiebe gehorcht anderen Gesetzen als Schweb und fast immer hat es sich als notwendig erwiesen, das Geschiebe an der Stauwurzel der jeweils obersten Stufe einer Kette von Stauwerken durch Baggerungen laufend zu entfernen.

Literatur

[1] Mitteilung aus dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität in Berlin, Mitteilung Nr. 51, Berlin 1959

[2] "Das Innkraftwerk Simbach-Braunau der Österreichisch-Bayerischen Kraftwerke-AG", mitgeteilt von der Innwerk-AG Töging/Inn, Sonderdruck aus der Schweizerischen Bauzeitung, 72. Jahrgang 1954

Anlagen

1. 1 Übersichtslageplan
2. Tabelle I, Innstufe Ering-Frauenstein
3. Tabelle II, Innstufe Braunau-Simbach
4. Tabelle III, Donaustufe Jochenstein

Tabelle I

Innstufe Ering-Frauenstein, km 48,025

Festes Stauziel, Einstau 1942

Flächen (m^2) der INN-PROFILE bei MQ = 715 m^3/s

km	40,0		50,0		51,0		52,0		53,0		Bemerkung
Herbst d. Jahres	m^2	Δ +)	m^2	Δ ++)	m^2	Δ ++)	m^2	Δ +++)	m^2	Δ +++)	
1941	5 100		5 200		4 600		5 200		4 500		
		+2850		+2950		+1950		+2750		+1750	
1948	2 250		2 250		2 650		2 450		2 750		
		+ 400		+ 300		+ 550		+ 600		+ 300	
1950	1 850		1 950		2 100		1 850		2 450		
		+ 350		- 100		+ 200		+ 50		- 300	
1952	1 500		2 050		1 900		1 800		2 750		
		+ 10		+ 270		+ 140		+ 750		+1550	
1953	1 490		1 780		1 760		1 050		1 200		
		- 849		- 747		+ 31		- 575		- 501	HW
1954	2 339		2 527		1 729		1 625		1 701		
		- 166		+ 40		- 105		- 68		- 79	
1956	2 505		2 487		1 834		1 693		1 780		
		+ 58		- 182		- 147		- 103		- 2	
1959	2 447		2 669		1 981		1 796		1 782		
		+ 471		+ 368		+ 218		+ 90		+ 23	
1962	1 976		2 301		1 763		1 706		1 765		
		+ 72		+ 558		+ 272		+ 291		+ 240	
1965	1 904		1 743		1 491		1 415		1 525		
		+ 350		+ 95		+ 16		+ 100		+ 50	
1968	1 554		1 648		1 475		1 315		1 475		

+) Flächendifferenz: + Anlandung
- Abtrag

++) Profile z. t. schräg durchströmt

+++) Durch Leitdammbauten erfolgten laufend zusätzliche Veränderungen des natürlichen Flußbettes

Tabelle II

Innstufe Braunau-Simbach, km 61,1

Festes Stauziel, Einstau 1953

Flächen (m^2) der INN-PROFILE bei MQ = 706 m^3/s

km	61,2		62,0		63,0		64,0		65,0		Bemerkungen
Herbst d. Jahres	m^2	Δ +)	m^2	Δ	m^2	Δ	m^2	Δ	m^2	Δ	
1953	3 762		3 134		3 164		2 941		2 831		
		+ 164		+ 13		+ 111		+ 31		+ 101	HW ohne Einfluß, da Verlandung noch nicht abgeschlossen
1954	3 598		3 121		3 053		2 910		2 932		
		+ 307		+ 186		+ 167		+ 102		+ 61	
1955	3 291		2 935		2 886		2 808		2 871		
		+ 289		+ 173		+ 193		+ 154		+ 83	
1956	3 002		2 762		2 693		2 654		2 788		
		+ 239		+ 214		+ 300		+ 338		+ 220	
1957	2 763		2 548		2 393		2 316		2 568		
		+ 126		+ 247		+ 355		+ 416		+ 532	
1958	2 637		2 301		2 038		1 900		2 036		
		+ 204		+ 361		+ 156		+ 33		+ 275	
1959	2 433		1 940		1 882		1 867		1 661		
		+ 384		+ 64		+ 93		+ 316		+ 97	
1960	2 049		1 876		1 789		1 551		1 564		
		+ 186		+ 131		+ 111		+ 97		+ 95	
1961	1 863		1 745		1 678		1 454		1 469		
		+ 157		+ 198		+ 202		+ 146		+ 240	
1962	1 706		1 547		1 476		1 308		1 229		
		+ 104		+ 53		+ 92		+ 24		+ 70	
1963	1 602		1 494		1 384		1 284		1 299		
		+ 31		+ 60		- 28		- 27		- 169	Hochwässer (langanhaltend)
1965	1 571		1 434		1 412		1 311		1 468		
		+ 33		- 152		- 82		- 134		+ 38	
1966	1 538		1 586		1 494		1 445		1 430		
		+ 47		+ 88		- 19		+ 25		- 38	
1968	1 491		1 498		1 513		1 420		1 468		

+) Flächendifferenz: + = Anlandung
- = Abtrag

Tabelle III

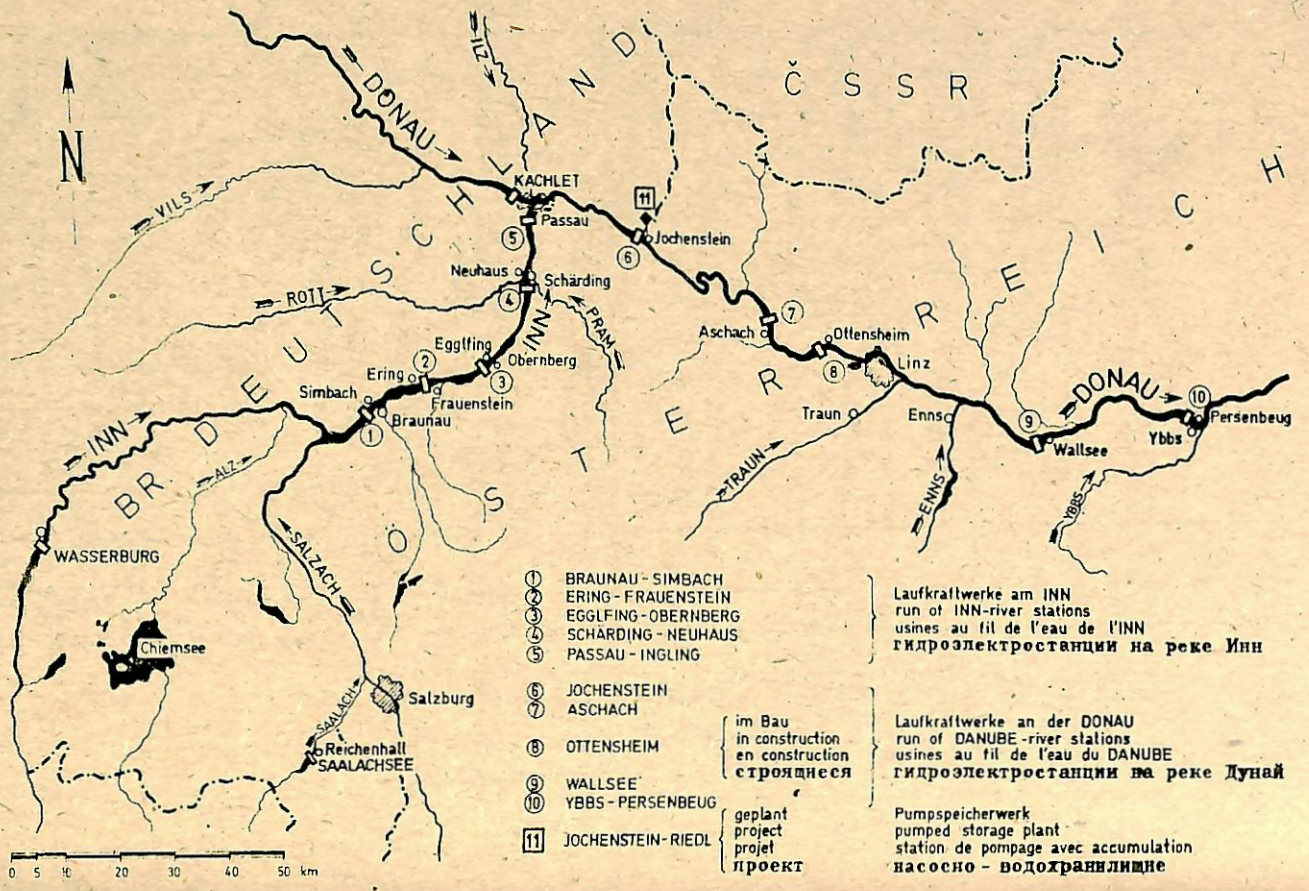
Donaustufe Jochenstein, km 2203,33

Absenkung bei HW, Einstau 1955

Flächen (m^2) der DONAV-QUERPROFILE bei MQ = 1420 m^3/s

km	2205,0		2206,0		2207,0		2208,0		2209,0		2210,0		Bem.
Herbst d. Jahres	m^2	Δ +)	m^2	Δ	m^2	Δ	m^2	Δ	m^2	Δ	m^2	Δ	
1956	3 466		2 862		2 615		2 450		2 838		2 193		
		+ 25		+ 1		+ 39		+ 49		- 14		- 14	
1957	3 441		2 863		2 576		2 401		2 852		2 207		
		+ 21		+ 101		- 39		- 22		+ 49		- 30	
1958	3 420		2 762		2 615		2 423		2 803		2 237		
		+ 202		- 30		- 20		+ 17		+ 53		+ 54	
1959	3 218		2 792		2 635		2 406		2 750		2 183		
		+ 19		+ 52		+ 12		+ 26		+ 1		+ 25	
1960	3 199		2 740		2 623		2 380		2 749		2 208		
		+ 28		- 24		+ 7		+ 32		+ 17		- 19	
1961	3 171		2 764		2 616		2 348		2 632		2 227		
		+ 112		+ 62		+ 30		+ 25		+ 22		- 36	
1962	3 059		2 702		2 586		2 323		2 610		2 263		
		+ 18		+ 46		+ 31		+ 2		+ 40		+ 100	
1963	3 041		2 656		2 555		2 321		2 570		2 163		
		- 16		+ 7		- 11		- 4		- 55		- 9	
1964	3 057		2 649		2 566		2 325		2 625		2 172		
		- 423		- 265		- 49		- 120		- 40		- 7	HW
1965	3 480		2 914		2 615		2 445		2 665		2 179		
		+ 63		+ 92		- 50		+ 4		- 33		- 48	
1966	3 417		2 822		2 665		2 441		2 698		2 227		
		+ 44		- 41		+ 25		+ 14		+ 41		+ 57	
1967	3 373		2 863		2 640		2 427		2 657		2 170		

+) Flächendifferenz: + = Anlandung
- = Abtrag


N
DONAU
IZ
VILS
ROTT
INN
PRAM
ALZ
SALZACH
SAALACH
TRAUN
ENNS
YBBS
KACHLET
Passau
Jochenstein
Neuhaus
Schärding
Aschach
Ottensheim
Linz
Eggelfing
Obernberg
Ering
Frauenstein
Simbach
Braunau
Traun
Enns
Wallsee
Ybbs
Persenbeug
WASSERBURG
Chiemsee
Salzburg
Reichenhall
SAALACHSEE
0 5 10 20 30 40 50 km
① BRAUNAU - SIMBACH
② ERING - FRAUENSTEIN
③ EGGLFING - OBERNBERG
④ SCHÄRDING - NEUHAUS
⑤ PASSAU - INGLING
Laufkraftwerke am INN
run of INN-river stations
usines au fil de l'eau de l'INN
гидроэлектростанции на реке Инн
⑥ JOCHENSTEIN
⑦ ASCHACH
⑧ OTTENSHEIM
⑨ WALLSEE
⑩ YBBS - PERSENBEUG
im Bau
in construction
en construction
строящиеся
Laufkraftwerke an der DONAU
run of DANUBE-river stations
usines au fil de l'eau du DANUBE
гидроэлектростанции на реке Дунай
⑪ JOCHENSTEIN - RIEDL
geplant
project
projet
проект
Pumpspeicherwerk
pumped storage plant
station de pompage avec accumulation
насосно - водохранилище

AUSWIRKUNGEN KÜNSTLICHER EINGRIFFE AUF DIE ZUKÜNFTIGE FLUSSBETTGESTALTUNG DER MUR

BRAUNER, W.

Steirische Wasserkraft- und Elektrizitäts-Ag, Graz Österreich

Р е з ю м е

За последние десятилетия в русле р.Муры на участке от г.Брук до югославской границы, протяженностью около 170 км, был проведен целый ряд искусственных вмешательств. В результате этих вмешательств в определенных местах реки образовались глубокие размывы, а также большие гряды, сложенные галькой.

Для выявления механизма этих явлений делается попытка анализа их с помощью трехмерных графических изображений.

Выполненное исследование позволило высказать предположение о дальнейшем изменении конфигурации русла - усилении размыва в определенных местах, а также перемещении на значительные расстояния больших, образованных галькой, гряд.

K u r z f a s s u n g

In den vergangenen Jahrzehnten wurde im Flußbett der Mur im Abschnitt unterhalb von Bruck/Mur auf einer etwa 170 km langen, bis nach Jugoslawien reichenden Strecke eine Reihe von künstlichen Eingriffen vorgenommen. Als Folge dieser Eingriffe ist an bestimmten, ausgezeichneten Stellen des Flusses die Bildung von tiefgreifenden Erosionen bzw. von mächtigen Schotterbänken festzustellen.

Es wird versucht, diese Vorgänge in einer dreidimensionalen, graphischen Darstellung zu analysieren und daraus Schlüsse für die Ursachen dieser Entwicklung zu ziehen.

Mit diesen Voraussetzungen wird eine Prognose für den künftigen Ablauf der Flußbettgestaltung gegeben. Danach ist eine Verstärkung der Erosionstätigkeit an bestimmten Stellen sowie eine großräumige Verlagerung der bestehenden Schotterbänke zu erwarten.

S u m m a r y

In the last decades a number of installations have been made in the bed of the river Mur downstream the town of Bruck/Mur at a strech of about 170 km. As a consequence of these installations deep erosions respectively extensive sandbanks could be observed at certain, distinguished spots of the river.

It is tried to analyse these processes with the help of a threedimensional graphic description and to draw conclusions about the reasons which led to this development.

A prognosis for the future development of the bed of the river is given. A increase of both the erosions and the development of sandbanks is expected for the next decades.

1. Allgemeines und Beschreibung des Flußgebietes

Es gibt wenige Beispiele von Flüssen des Alpenvorlandes, an denen die Veränderungen eines Flußbettes über einen größeren Zeitraum so deutlich verfolgt werden können, wie dies bei der Mur (Österreich - Jugoslawien) der Fall ist.

Die zahlreichen Eingriffe der letzten hundert Jahre in ein eingespieltes Flußregime haben eine Entwicklung ausgelöst, die in ihren Konsequenzen auch nicht annähernd vorhersehbar war. Einer nahezu lückenlosen Beobachtungsreihe von Meßdaten von in kurzem Abstand errichteten Pegelstationen ist es zu danken, daß diese Entwicklung nicht nur heute fast vollständig rekonstruierbar ist, sondern daß darüber hinaus auch konkrete Anhaltspunkte für Art und Ausmaß der in den nächsten Jahrzehnten zu erwartenden Veränderungen des Flußbettes erkennbar sind.

So soll im nachstehenden ein Überblick über die abgelaufenen und die zu erwartenden Geschehnisse im Bereich dieses Flußlaufes gegeben werden. Hiebei muß eingestanden werden, daß sich in diesem speziellen Fall die Vorgänge in der Natur bisher einer exakten Berechnung nicht zugänglich erwiesen haben, so daß bei der Deutung dieser Vorgänge die Beobachtung vorerst immer noch eine überragende Rolle gegenüber der Rechnung spielen muß. Der Verfasser ist sich bewußt, daß diese Ausführungen demgemäß nur bei weitester Auslegung unter den Begriff "Methoden der Vorhersage" eingereiht werden können.

Die Mur entspringt im Lande Salzburg in den Hohen Tauern. Sie betritt die Steiermark nach etwa 50 km langem Lauf, fließt in östlicher Richtung bis Bruck/Mur, wendet sich dann nach Süden, wo sie bei Spielfeld die österreichisch-jugoslawische Staatsgrenze erreicht. Von dort bildet sie bis Radkersburg die Staatsgrenze zwischen Österreich und Jugoslawien, unterhalb Radkersburg die jugoslawisch-ungarische Grenze, bis sie schließlich auf jugoslawischem Gebiet in die Drau mündet.

In ihrem Oberlauf vom Ursprung bis Graz durchörtert sie eine wechselnde Folge von Urgestein und Kalkgebirgen und tritt erstmalig bei Graz in ein größeres quartäres, in tertiäre Schichten eingebettetes Becken aus. Oberhalb von Graz ist, dem geologischen Aufbau entsprechend, an zahlreichen Stellen der Fels im Flußbett freigelegt.

In ihrem weiteren Lauf durchfließt sie eine Reihe von tertiären Hügellandschaften, wobei die Talmulden ebenso mit quartären Sand-Schotter-Schichten mit einer Mächtigkeit von 10 - 20 m aufgefüllt sind.

Das paläozoische Grundgebirge wird nur an einer einzigen Stelle, bei Lebring, freigelegt.

Abwärts von Radkersburg weitet sich die Landschaft, der Fluß betritt hier die Ausläufer der großen Tiefebenen, wobei im wesentlichen der Aufbau des Untergrundes - quartäre Schotter auf tertiären Schichten - erhalten bleibt.

Vor der etwa 1875 einsetzenden Generalregulierung der Strecke Graz - Radkersburg war der Fluß über große Abschnitte in eine Vielzahl von Haupt- und Nebenarmen verzweigt. Im wesentlichen waren dies die Bereiche:

Graz - Kalsdorf
Wildon - Gralla
Mureck - Radkersburg
Radkersburg - Mündung

Das Gefälle der Mur nimmt gegen den Unterlauf stark ab, es beträgt derzeit:

von Bruck/Mur bis Graz etwa	2 - 3 o/oo
von Graz bis Spielfeld etwa	1 - 2 o/oo
und unterhalb Spielfeld etwa	1 o/oo.

Die durchschnittliche Geschiebegröße nimmt entsprechend dem Gefälle gegen die Mündung zu ab. Sie beträgt oberhalb Bruck/Mur noch etwa 7 cm, in der Grenzstrecke zwischen Spielfeld und Radkersburg höchstens noch 1 - 2 cm. Auch die Fließgeschwindigkeit nimmt gegen den Unterlauf hin stark ab. Bei Mittelwasser beträgt sie bei Graz etwa 1,5m/s, bei Radkersburg 1,2 m/s und im Unterlauf unter 1,0 m/s.

2. Eingriffe in das Flußregime durch die zwischen 1875 und 1970 erfolgten Einbauten im Bereich zwischen Bruck/Mur und Radkersburg

2.1 Abschnitt Bruck/Mur - Graz

Abgesehen von Befestigungsbauten für die Uferböschungen blieb hier das ursprüngliche Flußbett erhalten. Wohl aber wurden seit der Jahrhundertwende eine Reihe von Staustufen zur Nutzung der Wasserkraft errichtet.

Größere Anlagen sind:

Wehr Peggau	1912
Wehr Pernegg	1927 und
Wehr Laufnitzdorf	1931

2.2 Abschnitt Graz - Radkersburg

Ab dem Jahre 1875 wurde in großem Umfang mit Regulierungsarbeiten begonnen. In den oben angeführten Verzweigungsbereichen wurde ein neues Flußbett mit einer Regulierungsbreite von 60-70 m geschaffen. Aber auch in den dazwischenliegenden Abschnitten wurden zahlreiche Flußbegradigungen durchgeführt; die Uferböschungen wurden nahezu in der gesamten Strecke flußbaumäßig gesichert.

Durch die neue Trassenführung ergaben sich zum Teil bedeutende Verkürzungen des Flußlaufes und damit auch neue Gefällsverhältnisse. Die Regulierungsarbeiten waren im wesentlichen im Jahre 1895 abgeschlossen.

Etwa in dieser Zeit entstanden auch die ersten Staustufen, und zwar:

die Stauwehre Zierberg (Cersak)
und Süssenberg (Sladki vrh).
Weiters 1904 das Wehr Lebring und schließlich
1964 das Wehr Gralla.

3. Die Veränderungen des Flußbettes seit der Jahrhundertwende

Die zahlreichen im vorigen Abschnitt beschriebenen Einbauten - Stauwehre und Regulierungen - zogen zum Teil bedeutende Veränderungen des Flußbettes, vor allem der Flußsohle, mit sich.

Dank dem schon erwähnten Pegelbeobachtungsnetz kann heute die Entwicklung der Flußsohle nahezu in allen Einzelheiten festgehalten werden. Die Pegelstationen verzeichnen zwar nur den Jahresgang der Pegelstände. Um auf die Veränderungen der Flußsohle schließen zu können, wird von den jeweiligen jährlichen Niedrigstwasserständen (NNW) ausgegangen. Nun sind diese Niedrigstwasserstände sicherlich auch bei unveränderlicher Flußsohle nicht in jedem Jahr gleich; im Durchschnitt werden sie sich jedoch um einen mittleren Wert bewegen. Ist die betrachtete Jahresreihe lang genug, und das ist zweifellos bei einer Betrachtung über einen Zeitraum von mehr als 80 Jahren der Fall, so kann ohne weiteres von einer stetigen Änderung des Niederwasserspiegels auch auf eine konforme Änderung der Flußsohle geschlossen werden.

Die Beziehung zwischen den Niedrigstwasserpegelständen und dem Flußprofil wurde überdies an einigen Pegelquerschnitten auf geodätischem Wege überprüft. Es ergab sich hiebei eine weitgehende Bestätigung.

Die Ergebnisse der Pegelbeobachtungen bzw. die Änderungen der Niederwasser-Längenprofile in den Jahren 1895 - 1970 sind in einem dreidimensionalen Diagramm festgehalten.

Auf der horizontalen Abszisse ist der Flußlauf von Bruck/Mur bis M. Središče, auf der schrägen Abszisse die Zeit von 1895 bis 1970 aufgetragen.

Die Ordinaten entsprechen dem jeweiligen Absinken bzw. Anheben der Flußsohle, immer bezogen auf die Ausgangswerte des Jahres 1895. Deutlich ist zu erkennen:

Während im Abschnitt Bruck/Mur - Graz das Flußbett, sowohl vor als auch nach der Errichtung der Einbauten, praktisch unverändert erhalten bleibt, zeichnet sich im unteren Abschnitt Graz-M.Središče sofort nach Abschluß der Regulierungsarbeiten eine starke Bewegung der Flußsohle ab:

An drei Stellen, unterhalb Graz (3 m), unterhalb Lebring (1 m) und unterhalb des Wehres Süssenberg-Sladki vrh (3,5 m), bilden sich tiefe Erosionsrinnen. Zeitlich gleichlaufend entstehen bei Landscha und im Bereich unterhalb von Radkersburg mächtige Schotterbänke.

Die Ursachen für diese Entwicklung sind zweifellos den oben beschriebenen, im Laufe des vergangenen Jahrhunderts erfolgten, künstlichen Eingriffen zuzuschreiben. Bei einer näheren Untersuchung zeigt sich, daß der Einfluß des Einbaues eines Wehres relativ gering ist: Im Stauraum wird eine gewisse Menge Geschiebe zurückgehalten, im Unterwasser sinkt die Sohle auf einige Kilometer während der nächsten zehn bis fünfzehn Jahre um ein gewisses Maß ab. Der Einflußbereich scheint hier auf das unmittelbar anschließende Unterwasser begrenzt.

Anders verhält es sich, wenn im Zuge von Flußregulierungen Gefälls- und Geschiebeverhältnisse entscheident, und zwar auf Dauer, geändert werden. Hier tritt eine langzeitliche Wirkung in Form eines verstärkten Angriffes auf die Sohle ein. Die festen Bestandteile der Sohle werden gelöst, transportiert und in Flußbereichen, in denen geringe Schleppkraft herrscht, abgelagert.

So ist die Entstehung der Schotterbank bei Landscha als Ablagerung des im Bereich Graz-Kalsdorf und unterhalb von Lebring aus der Sohle erodierten Materials zu erklären. Eine für diesen speziellen Fall aufgestellte Massenbilanz scheint dies - bei allem Vorbehalt gegenüber der Genauigkeit einer solchen Rechnung - zu bestätigen: Abtrag Graz-Kalsdorf und Lebring 1,3 Mio m^3, Schotterbank im Bereich Landscha 1,5 Mio m^3.

Ebenso kann angenommen werden, daß das erodierte Material aus dem Raum Wehr Süssenberg (Sladki vrh) - Mureck (3,0 Mio m^3) im Bereich unterhalb von Radkersburg abgelagert wurde. Eine Massenbilanz ist hier nicht möglich, da die Mächtigkeit der Ablagerungen angesichts des weitverzweigten, ausgedehnten Flußsystems nicht erfaßbar ist.

Mit diesen Voraussetzungen erscheint es möglich, die weitere Entwicklung des Flußbettes im Bereich Bruck/Mur - M.Središče abzuschätzen.

4. Die voraussichtliche weitere Entwicklung

Im Bereich Bruck/Mur-Graz sind keine Änderungen zu erwarten. Der Abbau der Sohle im Bereich Graz scheint sich zu verlangsamen. Das hiedurch bedingte, vermehrte Geschiebedefizit bringt einen verstärkten Abbau des Bereiches unterhalb Lebring (bzw. seit 1964 Gralla) und vor allem im Bereich der Schotterbank im Raume Landscha mit sich. Es ist anzunehmen, daß diese Schotterbank in längstens 10 Jahren abgetragen ist.

Auch in der Flußstrecke unterhalb des Wehres Süssenberg (Sladki vrh) wird die Erosion mindestens im derzeit feststellbaren Ausmaß fortschreiten. Geodätische, in kurzen Abständen aufeinanderfolgende Vermessungen der Flußsohle haben gezeigt,

daß für den Raum Süssenberg-Radkersburg jährliche Eintiefungen von mindestens 10cm zu erwarten sind. Dies gilt allerdings nur dann, wenn der Geschiebenachschub, der zum großen Teil der Erosion im Bereich Graz und dem Abtragen der Schotterbank Landscha zuzuschreiben ist, für den nächsten Zeitraum konstant bleibt.

Für den Fall, daß nach Erliegen der Erosionstätigkeit im Bereich Graz und vollständigem Abbau der Schotterbank bei Landscha keine weitere Erosion der Sohle in diesen Bereichen stattfindet, ist mit einer wesentlichen Verstärkung der Abtragstätigkeit im Bereich Süssenberg - Radkersburg zu rechnen.

Die nachstehende Übersicht zeigt die bis 1970 aufgetretenen und bis 1990 zu erwartenden Änderungen der Flußsohle zwischen Bruck/Mur und Radkersburg:

Flußstrecke	von 1895 - 1970	von 1970 - 1990
Bruck/Mur - Graz	-	-
Graz - Kalsdorf	-3,0 bis -1,0 m	-1,0 m
Lebring	-1,0 m	-1,0 m
Landscha	+1,5 m	-1,5 m
Süssenberg - Radkersburg	-3,5 bis -1,5 m	-2,5 bis -2,0 m

(- = Abtrag, + = Anlandung)

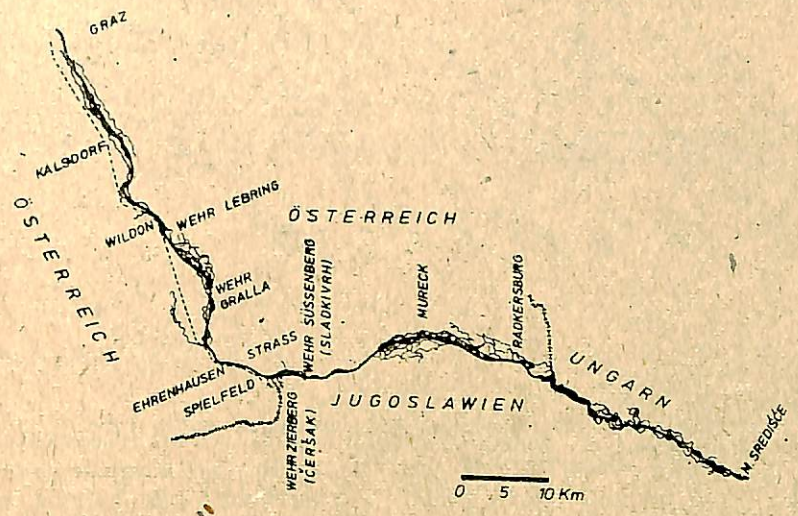


Abb. 1 Situation der unregulierten Flußstrecke
Abschnitt Graz - M. Središče

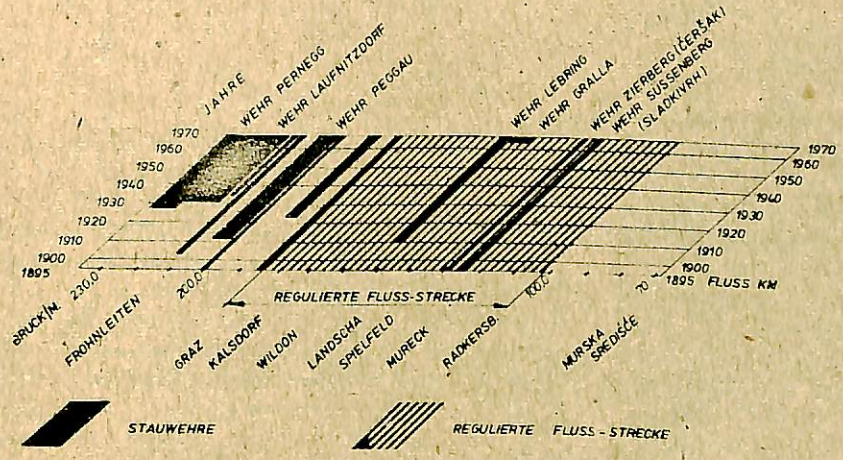


Abb. 2 Situation der Regulierungsstrecken und Einbauten
Abschnitt Bruck/Mur - M. Središče

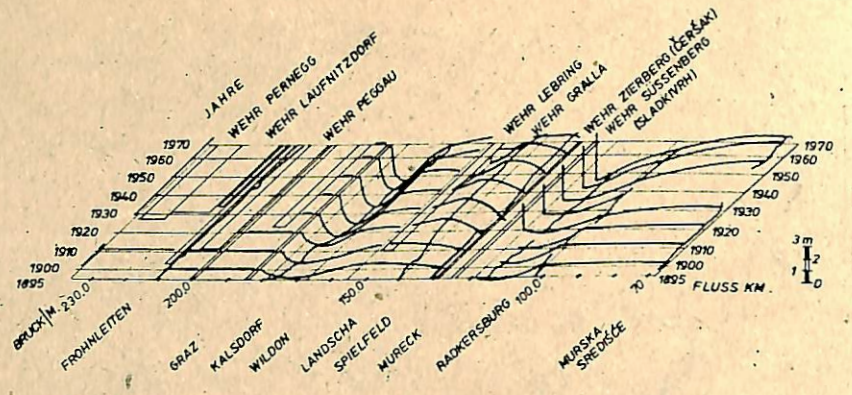


Abb. 3 Änderungen der Niederwasser-Längenprofile 1895 - 1970, bezogen auf die Pegelstände 1895, Abschnitt Bruck/Mur - M. Središče

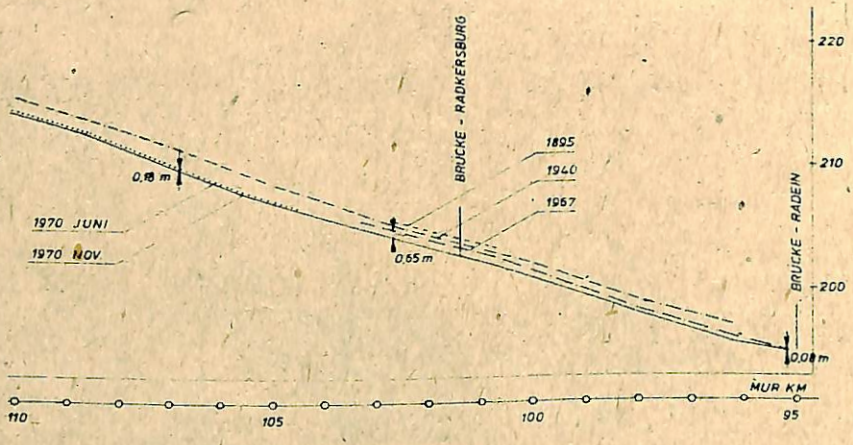


Abb. 4 Absinken der Flußsohle im Bereich Radkersburg - Radgona (Mur-km 95 - 110)

NEUE GESCHIEBEMESSERGEBNISSE VON DONAU UND RHEIN MIT ANGABEN ÜBER AKUSTISCHE AUFZEICHNUNGEN UND FERNSEHBEOBACHTUNGEN DER FLUSZSOHLE

HINRICH, H.

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Koblenz, BRD

Р е з ю м е

За последние годы Федеральным Гидрологическим Управлением проведен ряд измерений донных наносов на Дунае и Рейне. При этом измерения акустическим методом и дистанционные наблюдения с накоплением информации с помощью телевидения оказались очень полезными при изучении передвижения донных наносов батометром-ловушкой. Автор описывает измерительные приборы и разные методы измерений, излагает содержание и результаты опытов и кроме того говорит об установленном современными методами влиянии судоходства на передвижение донных наносов.

S u m m a r y

In recent years, the Federal Institute of Hydrology has carried out extensive bedload measurements at the Danube and the Rhine. During the past year, new accoustic measuring methods and television observations with image - storing arrangement were found to be particularly helpful in the study of bedload transport and the effect of the bedload catcher. Author reports on measuring instruments and procedures, experience gained and results attained and, inter alia, on the influence of river traffic on bedload transport, which can be detected and investigated with the aid of modern methods.

K u r z f a s s u n g

Die Bundesanstalt für Gewässerkunde hat in den letzten Jahren in erheblichem Umfang Geschiebemessungen in der Donau und im Rhein durchgeführt. Bei den Messungen haben sich im letzten Jahr besonders neue akustische Meßmethoden und auch Fernsehbeobachtungen mit Bildspeichermöglichkeit als wertvolle Hilfe für die Erkenntnis des Geschiebetriebs und der Wirkung des Geschiebefangkorbes erwiesen. Verf. berichtet über Meßgeräte, Meßverfahren, Erfahrungen und Ergebnisse, u.a. auch über den mit den modernen Methoden erkennbaren Einfluß der Schiffahrt auf den Geschiebetrieb.

1. Einleitung

Nachdem ich im Jahre 1968 in Budapest (Symposium über aktuelle Fragen der Flußregulierung und der Feststofführung) über die großräumigen Schwebstoffmessungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde- (nachfolgend abgekürzt BfG genannt) der Bundesre - publik Deutschland und 1969 in Belgrad (V. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen) über die ersten systematischen Geschiebemessungen der BfG vortragen durfte, möchte ich auf der VI. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen hierin Kiew Gelegenheit nehmen, eine großräumige und langfristige Erfassung des Feststofftransportes der Donau vom Quellgebiet bis zur Mündung anzuregen und für das deutsche Donaugebiet einen ersten Teilbeitrag bringen.

Erst die großräumige und langfristige Erfassung des Transportes an Schwebstoffen und Geschiebe, zum Teil wohl auch der Schwimmstoffe und darüber hinaus der Fracht an gelösten Stoffen (Verdampfungsrückstand des Wassers nach erfolgter Filterung) werden in Verbindung mit Länge- und Querpeilungen des Gewässers (einschl. der Vorländer!) die langfristige Vorhersage der Flußbettänderung ermöglichen und damit die Vorhersage der Spiegeländerung des Gewässers und damit auch des Grundwassers. Die langfristige Erfassung des Feststofftransportes ist auch für die Erkenntnis der Erosion im gesamten Einzugsgebiet (Niederschlagsgebiet) des Gewässers von erheblicher Bedeutung bezüglich des mittleren Abtrags in t/km^2 oder der mittleren Abtragshöhe in Mikron.

Der Wert internationaler Konferenzen besteht wohl besonders darin, über die Möglichkeiten der koordinierenden Zusammenarbeit und Zusammenstellung der Meßergebnisse zu sprechen.

Meine nachfolgenden Angaben sollen nun aus der Fülle der Meßergebnisse einige repräsentative Einzelheiten über den Feststofftrieb der Donau bringen und dabei einen Vergleich mit dem Rhein zeigen. Darüber hinaus möchte ich vor allem über die neuesten Ergebnisse der BfG bezüglich des Unterwasserfernsehens auf der Flußsohle und die Unterwasserschallaufnahmen des Geschiebetriebes, und zwar ebenfalls von Donau und Rhein vortragen.

2. Ergebnisse der auf der Donau ausgeführten Geschiebemessungen und Vergleich mit Meßergebnissen vom Rhein

2.1. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß Geschiebemessungen grundsätzlich als Vielpunktmessungen ausgeführt werden müssen, denn die Verteilung des Geschiebetriebs über die Gewässerbreite ist sehr unterschiedlich und kann sogar sattelförmig sein, d.h. zwei Maxima aufweisen. Ferner muß betont werden, daß auch zeitlich erhebliche Unterschiede im Geschiebetrieb vorhanden sein können. Aus diesem Grunde werden grundsätzlich kurz nacheinander mindestens drei Messungen am gleichen Profilpunkt ausgeführt und diese möglichst nach einigen Stunden an gleicher Stelle wiederholt.

Die nachstehend genannten Geschiebefrachten wurden mit dem Geschiebefänger "Arnheim/Koblenz" mit einer Einlauföffnung von 8 cm Höhe und 16cm Breite während 3 x 5 Minuten = 900 Sekunden gemessen, auf 1 m Sohlenbreite und 1 Sekunde umgerechnet, als Ordinate über der Gewässerbreite aufgetragen und nach "zügiger" Verbindung der oberen Punkte unter dieser Verbindungslinie zu kg/s integriert.

2.2. Die Auswahl aus den zahlreichen Ergebnissen beschränkt sich auf die Geschiebemessungen in der Donauschleife bei Bad Abbach rd.20 km oberhalb von Regensburg mit 12 Meßquerschnitten, und zwar bei km:

2400,2	=	Querschnitt	Nr. 1
2399,4	=	"	" 2
2398,8	=	"	" 3
2398,4	=	"	" 4
2397,4	=	"	" 5
2396,8	=	"	" 6
2396,3	=	"	" 7
2396,0	=	"	" 8
2395,6	=	"	" 9
2395,3	=	"	" 10
2394,8	=	"	" 11
2393,8	=	"	" 12

Der erfaßte Strombereich erstreckt sich mithin auf 6 km (s. Abb. 1).

Die Tabelle 1 zeigt, daß auch in einer sehr starken Flußschleife die Geschiebefrachten in den einzelnen Meßprofilen verhältnismäßig gut übereinstimmen.

Die Tabelle 2 soll nun eine Übersicht bezüglich der Kornverteilung geben, und zwar für den gleichförmig gestalteten Meßquerschnitt Nr.1 und den mit einem Kolk versehenen Meßquerschnitt Nr. 2, jeweils bei einem Wasserstand (W), der rund 1 m über dem Mittelwasser lag; die Tabelle 2 enthält jeweils die Prozentsätze der Kornfraktionen und beschränkt sich in jedem Profil auf 3 Meßlotrechte (Meßpunkte) mit ausgeprägtem Gesamtgeschiebetrieb. Die Messung fand im Juni 1970 statt (s. Tabelle 1).

Bei Berücksichtigung des Wirkungsgrades des Geschiebefängers sind vorgenannte Meßwerte mit dem Faktor 1,3 bis 1,5 zu multiplizieren.

Bei der Tabelle 2 ist zu beachten, daß die Fangkorbbespannung (aus Nylongewebe) eine Maschenweite von 1,4 mm hatte.

Die %-Werte der Tabelle 2 sind die Mittelwerte aus jeweils drei zusammengefaßten Einzelmessungen. Erstaunlich ist die weitgehend gute Übereinstimmung der Korngrößenanteile beim Vergleich dieser drei Einzelmessungen von je 5 Minuten Dauer, z.B. für die Lotrechte mit 35 m Abstand vom linken Ufer bei dem Meßquerschnitt Nr. 2 in der Tabelle 2, und zwar bei Betrachtung der in der Tabelle 3angegebenen Korngrößen.

Der Vergleich bei ganz kleinen und ganz großen Korngrößen, die nur in geringen Mengen gefangen wurden, fällt natürlich sehr unterschiedlich aus und ist daher nicht aufgeführt worden.

2.3. Nachstehend folgt nun der Vergleich der Geschiebefrachten und Korngrößen mit dem Rhein. Die Abb. 4 zeigt die Lage der Vergleichsmeßstelle Karlsruhe-Maxau bei Rhein-km 362,71. Die Abb. 5 bringt die Auswertung der Geschiebemessung. Auch diese Messung fand bei einem Wasserstand von etwa 1 m über Mittelwasser statt, und zwar am 20.3.1969.

Der Gesamtgeschiebetrieb betrug 5,1kg/s (Als Meßwert. Der tatsächliche Wert ist bei Berücksichtigung des Wirkungsgrades des Geschiebefängers 1,3- bis 1,5-fach größer.) Die Tabelle 4 bringt die Korngrößenanteile in % für den Rhein entsprechend der für die Donau aufgestellten Tabelle 2.

Für die Korngrößenermittlung wurden Rundlochsiebe nach DIN 4187 verwendet. Eine Umrechnung auf Maschensiebe mit der Quadratlochweite l kann gemäß DIN 4016 nach der Formel l = 0,8d vorgenommen werden, in der d der Rundlochdurchmesser ist.

3. Erfahrungen mit dem Unterwasserfernsehen und den Unterwasserschallaufnahmen bei der Beobachtung der Flußsohle und des Geschiebetriebs

3.1. Für die Beobachtung der Flußsohle und des Geschiebetriebs hat die BfG vor kurzem eine Unterwasserfernsehkamera +) mit zugehörigem Fernsehwiedergabegerät ++) und Unterwasserleuchte +++) erprobt und beschafft. Für die Kamera mit Unterwasserleuchte wurde ein besonderes Tragegestell gebaut. Es ist rd. 1 m breit, 1,3 m lang (mit Schwanzflosse 1,5 m) und wiegt rd. 150 kg. Das Gestell wird vom Schiff an einem schwenkbaren Ausleger auf die Gewässersohle abgesenkt. Die rd. 40 cm lange Kamera mit einem Durchmesser von 10 cm steht dabei senkrecht und ist an Schellen befestigt. Vor der Kamera ist die Unterwasserleuchte mit einer Thallium-Jodid-Lampe angebracht. Leuchte und Kamera sind durch einen strompfeilerähnlichen Vorsatz gegen Treibzeug geschützt, der zugleich die Wirbelbildung auf der Sohle vermeidet bzw. einschränkt. Über ein fingerdickes 9-adriges Kabel besteht die Unterwasserverbindung mit dem Fernsehwiedergabegerät mit einer Bildgröße von 14 cm/18 cm. Sämtliche Geräte sind für 220V-Wechselstrom und 50Hz gebaut. Die Thallium-Jodid-Lampe erfordert 250 W, Kamera und Fernsehwiedergabegerät zusammen rd. 450 W. Soweit auf den verwendeten Meßschiffen kein 220 V-Wechselstromanschluß vorhanden ist, wird ein tragbares Notstromaggregat eingesetzt.

Die Kosten der Unterwasserfernsehanlage der BfG betragen rd. 30.000 DM. Dazu kommen rd. 6.000 DM für ein zusätzliches einfaches Bandspeichergerät oder rd. 18.000 DM für ein Bandspeichergerät mit 50-facher Zeitlupenrückspielmöglichkeit der aufgenommenen Bilder und zwei Tonspuren.

Die Einstellung der Bildschärfe kann vom Schiff aus vorgenommen werden, da sich in der Kamera ein Elektromotor für die Linsenverschiebung befindet, der vom Wiedergabegerät aus eingeschaltet werden kann. Es ergaben sich gestochen scharfe Bilder. Die Kamera wurde bisher bis auf rd. 20 cm an die Sohle herangeführt. Dann ist das Bild der Flußsohle in natürlicher Größe zu sehen.

Die Unterwasserfernsehbeobachtungen ergaben auf der Donau bei Regensburg, daß der Geschiebetrieb für die Geschiebeteilchen im Bereich des "maßgebenden Durchmessers" etwa bei einer Sohlengeschwindigkeit des Wassers von 0,8 bis 0,9 m/s in Bewegung waren oder gerieten. Die Geschwindigkeit der Körner betrug dann für kleine Körner etwa 1/3 dieser Wassergeschwindigkeit; große Körner hatten eine noch geringere Geschwindigkeit und blieben zeitweise liegen. Dieses Liegenbleiben ist meistens durch kleine Unebenheiten der Sohne bedingt.

Mit dem Unterwasserfernsehen kann auch der Bewuchs der Gewässersohle festgestellt und daraus gefolgert werden, ob und wie lange die Gewässersohle bereits ohne Geschiebebewegung war.

Beim Unterwasserfernsehen konnte ferner erstmalig, und zwar im Maßstab 1:1 auf der Donau bei Hofkirchen die Wirkung des Geschiebefängers beobachtet werden, d.h., es konnte eine gewisse Eichung erfolgen. Eine Eichung war bekanntlich bisher nur im Laboratorium möglich, und zwar dort leider nur bei weitgehend unnatürlichen Verhältnissen bezüglich der Wassertiefen, der Strömungsgeschwindigkeit (bzw. des Gefälles) und vor allem der Kornzusammensetzung des Geschiebematerials. Hier liegt der außerordentliche Vorteil des Unterwasserfernsehens.

3.2. Auch die akustische Beobachtung des Geschiebetriebs hat sich auf Donau und Rhein als vorteilhaft erwiesen, wobei zwei verschiedene Geräte bzw. Meßverfahren angewendet wurden.

3.2.1. Bei dem 1. akustischen Meßgerät handelt es sich um eine Sohlenplatte mit angebautem Hydrophon. (= Unterwassermikrophon) Mit diesem Gerät kann gehört werden, ob grobkörniges Geschiebe sich ständig, zeitweise oder gar nicht in Bewegung befindet. Das Gerät besteht aus einer Messingplatte in der Größe von 150 mm auf 550 mm bei 5mm Stärke. Diese Platte ist an einem rd. 100 kg schweren Ge-

---

+) Modell TC 303 der Gesellschaft für meßtechnische Automation, D-4 Düsseldorf, Harffstr. 34 (abgekürzt: Techmation)

++) Modell SC 303 der Firma Techmation

+++) Typ L 7 der Firma Techmation

stell mit Schwanzflosse befestigt, das von einem, Ausleger des Meßschiffes auf die Flußsohle herabgelassen wird. Die Messingplatte liegt dann flach, auf der Flußsohle, und zwar quer zur Strömungsrichtung. Das an der Messingplatte befestigte Hydrophon erfaßt die Geräusche der über die Platte rollenden, gleitenden, kippenden oder springenden Geschiebekörner und überträgt diese über ein zweiadriges, isoliertes Kabel und über einen auf dem Meßschiff befindlichen Verstärker auf Kopfhörer oder Lautsprecher und ein Schreibgerät.

Das Schreib- bzw. Registriergerät ist nicht unbedingt erforderlich, ermöglicht jedoch besonders bei langfristigen Messungen, die Schwankungen des Geschiebebetriebs festzustellen.

Mit dem beschriebenen Gerät konnte auch in schneller und einfacher Weise der sogen. kritische Abfluß an mehreren Meßstellen des Rheins und der Donau ermittelt werden. Ferner konnte der Einfluß der Schiffahrt, d.h. der Bugwelle und des "Schraubenwassers" auf den Geschiebetrieb festgestellt werden, und zwar bei niedrigen Wasserständen.

Bei der Verwendung des Unterwassermikrophons ist von entscheidender Bedeutung, daß die Geschiebeteile in unmittelbare Berührung mit der metal - lenen Hydrophonbefestigung kommen.

3.2.2. Bei der Anwendung der akustischen Meßmethode wurde ferner ein Geschiebefangkorb mit angebautem Hydrophon verwendet. Bei starkem Geschiebetrieb ist dann das Einlaufen des Geschiebes (soweit es von grobkörniger Beschaffenheit ist) gut zu hören. Dadurch können dann die evtl. Schwankungen beim Eintritt in den Fangkorb erfaßt werden.

Ein weiterer Vorteil des angebauten Hydrophons ist die Möglichkeit, festzustellen, ob der Geschiebefänger während der Ausliegezeit von z.B. fünf Minuten seine Lage nicht verändert. Dies kann eintreten, wenn - besonders bei Hochwasser - die Halteanker des Meßschiffes nachgeben oder das Meßschiff durch vorbeifahrende Schiffe seitlich abgedrängt wird. Das evtl. Verschieben des ausliegenden Geschiebefängers über Grund kann zur "Schürfung" von Sohlenmaterial führen und die Geschiebetriebmessung verfälschen. Da das Verschieben als "Schurren" gut hörbar ist, wird es dann zu einer neuen Messung Veranlassung geben.

Mit dem Hydrophon läßt sich ferner gut ermitteln, wann der Geschiebefänger beim Ablassen auf der Flußsohle aufsetzt. Dadurch kann vermieden werden, daß die beiden Halteseile (nach oben und nach vorn) unnötig abgelassen werden. Bei Überlänge gleitet der Geschiebefänger infolge des Strömungsdruckes nämlich zu weit ab und kann dann ebenfalls beim Hochholen Sohlenmaterial "schürfen".

3.2.3. Die Kosten der vorgenannten Geräte sind verhältnismäßig gering und betragen für Hydrophon, 20 m Unterwasserkabel, Verstärker, Kopfhörer und Lautsprecher zusammen nur rd. 1.200 DM. Dazu treten dann die Kosten des Gestells mit der Sohlenplatte (rd. 1.000 DM) bzw. die Kosten des Geschiebefängers (rd. 1.500 DM). Auch für vorgenannte Geräte ist 220 V-Wechselstrom mit 50 Hz erforderlich.

4. Zusammenfassung

Wegen der für diese Konferenz geltenden Auflage bezüglich der Vortragszeit wurden die optischen und akustischen Meßgeräte, -methoden und in Verbindung mit einigen Geschiebemeßergebnissen nur kurz beschrieben.

Die bisherigen Erprobungen haben den Nachweis erbracht, daß es zweckmäßig sein kann, den Geschiebetrieb außer mit dem bewährten Fangkorb auch optisch mittels Fernsehen bzw. akustisch mit Hydrophon unmittelbar zu ermitteln oder die Geschiebemessung des Fangkorbes optisch bzw. akustisch zu überwachen.

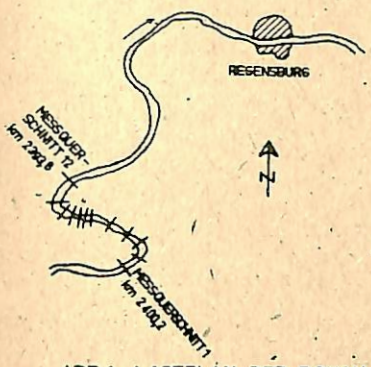


ABB.1 LAGEPLAN DER DONAU

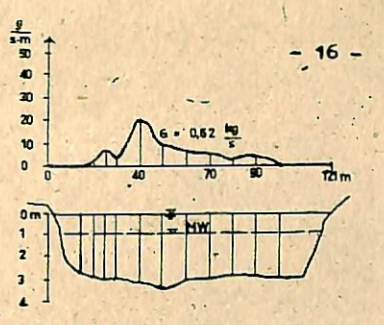


ABB. 2 MESSQUERSCHNITT 1

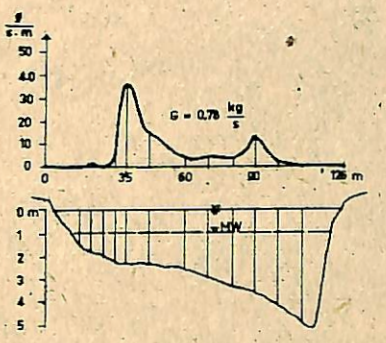


ABB. 3 MESSQUERSCHNITT 2

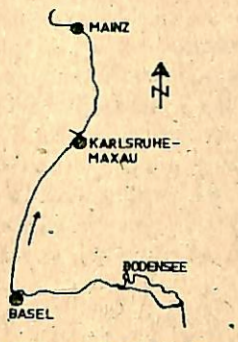


ABB. 4 LAGEPLAN DES RHEINS

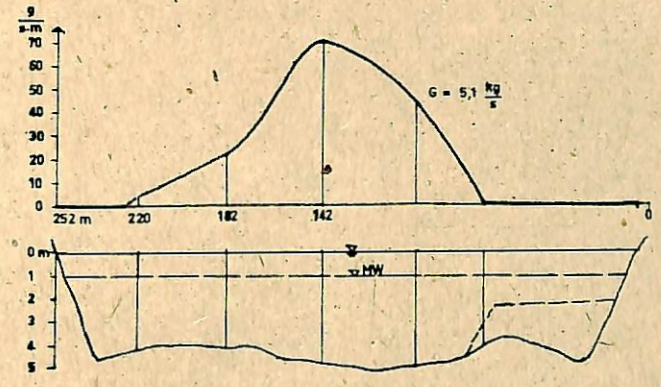


ABB. 5 MESSQUERSCHNITT KARLSRUHE-MAXAU

BACKWATER CURVES AND SEDIMENTATION IN HEPP VARAZDIN STORAGE RESERVOIR

B.BERAKOVIĆ

Civil Engineer Elektrojekt, Zagreb, SFRY

Р е з ю м е

В докладе кратко излагается сущность математической модели, при помощи которой описывается деформация дна речного русла. Модель использована в проекте ГЭС Вараждин, которая строится на реке Драве. Модель несложна и ее можно реализовать классическим способом, а также и при помощи электронной вычислительной машины. Полученные результаты можно рассматривать как предварительный прогноз заиления водохранилища. Результаты могут также быть использованы при дальнейших исследованиях, как для данного объекта, так и для аналогичных водохранилищ на Драве и Саве.

S u m m a r y

A simple mathematical model is briefly presented in this report. The model was built to determine river-bed deformation and used in the project of Varazdin Power Plant on the Drava River. In spite of its simplicity and possibility to be calculated in a standard both way and by using a computer, it gave results which could be used as a preliminary forecast and as a basis for further investigations and researches on the reservoir of HEPP Varazdin and similar reservoirs on the Drava and Sava Rivers.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Im Referat wird kurz das Wesen des mathematischen Modells, mit dessen Hilfe die Deformation des Flußbettes beschrieben wird, dargelegt. Das Modell wurde am Projekt des Kraftwerkes Varazdin, das an der Drau errichtet wird, angewendet. Das Modell ist nicht kompliziert, es kann sowohl auf klassische Weise, als auch mit Hilfe einer elektronischen Rechenanlage durchgeführt werden. Die erhaltenen Ergebnisse können als vorläufige Vorhersage der Stauraumverlandung betrachtet werden. Die Ergebnisse können auch bei der Durchführung weiterer Forschungsarbeiten, sowohl für das gegebene Projekt, als auch für analoge Speicher der Drau und Save verwendet werden.

1. Preface.

A hydroelectric system is planed to be built on the Drava river near Varazdin and on the Sava river near Zagreb (fig. 1). Both rivers in these areas are characterized by flood waves and by intensive meandering in their alluvium. The average transportation of bed-load is 100,000–200,000 m^3, but the specific sediment discharge is very small in comparison with other rivers in Yugoslavia and is 60– 100 m^3 / km^2 / year. The drainage area of the Sava river at Zagreb is 12,450km^2, and the drainage area of the Drava river at Ormoz is 15370 km^2. Here some other hydrologic parameters of the Drava river at Ormoz are given, which will be considered in this report. The mean discharge is 320 m^3/s, the average annual flood discharge is 300 m^3/s, and the century flood discharge equals 2,800 m^3/s.

The topography of the area allows to construct the relatively small reservoirs there ($V < 10{,}000{,}000\ m^3/s$), linited with embankments up to the height of 8 m, the more so as they are near big cities.

A great deal of wash-load will be transportted through reservoir, and sedimented material can be washed during a flood or by special regime of gate

operation at barrage. Special problems are the problems of bed-load sedimentation, their influence on backwater curves and possibilities of cleaning reservoirs.

A simple method of using the Meyer-Peter's and Müller's expression for bed-load calculation is presented here. This method was used in the design of the Ormoz reservoir (HEPP Varazdin) to determine the influence of sedimentation, and it gave usefull information in connection with the important structures near the Ormoz reservoir. The results of calculation were compared with the results of investigations by means of hydraulic model.

2. Backwater curves.

The standard step method for natural channels is applied to determine the backwater curves. The expression used is

$$H_i + \frac{\alpha_i V_i^2}{2g} = H_{i-1} + \frac{\alpha_{i-1} V_{i-1}^2}{2g} + J_{sr} L_{i-1} + \delta\left(\frac{\alpha_{i-1} V_{i-1}^2}{2g} - \frac{\alpha_i V_i^2}{2g}\right)$$

where

- i - number of cross-section
- H - water level in m above sea
- α - Coriolis coefficient
- V - mean velocity in m/s
- g - gravitational acceleration
- $J_{sr} = \frac{J_i + J_{i-1}}{2}$ - average energy gradient
- L - distance between cross-sections in m
- δ - coefficient of eddy loss

If $\Delta S = H_i - H_{i-1}$; $\Delta H = \varepsilon\left(\frac{\alpha_{i-1} V_{i-1}^2}{2g} - \frac{\alpha_i V_i^2}{2g}\right) + J_{sr} L_{i-1}$, $\varepsilon = 1-\delta$

then: $\Delta H - \Delta S = 0$.

The zero of the function $y = \Delta H - \Delta S$ is a solution which defines a water level in cross-section "i", if the necessary values in the cross-section "i-1" are known. The curve of the function $y = f(H_i)$ can be shown by two typical lines (fig. 2). It is possible that the lower maximum of the curve 2 (fig. 2) upstream of the reservoir is near the abscisa or it can be under it. In such a case, the solution is in supercritical flow or near the critical flow, and it is not defined with the method used. Usually, the critical flow is defined for all cross-sections, and it is taken as a solution in the above-mentioned case. It is of no interest to define critical flow in the reservoir (cross-section consisting of main section and two side sections). It is assumed, if the lower maximum of the curve 2 (fig. 2) is under the axis H_i, that the roughness of the main section grows in this cross-section, and it is possible to determine the solution near the critical flow. The calculation of the backwater curves of the Ormoz reservoir gave a satisfactory solution.

3. Sedimentation in the Reservoir.

It was forecasted, using the standard theoretical analyses, measurements and data given for the Rhona river [3,4,5], that an average annual discharge of the bed-load can be expected from 60,000 m^3 (dry year) to 300,000 m^3 (wet year), or about 150,000 m^3. Also, it was forecasted, that a discharge of bed-load of about 40,000 m^3 in a period of the flood wave in a wet year can be expected.

Calculation of backwater curves and the expression of Meyer-Peter and Müller have been used to analyse distribution of the sediment in the reservoir. The expression is given as follows:

$$\gamma \frac{Q_s}{Q}\left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} \frac{y J}{\gamma'' d_m} = A'' + B''\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \frac{g_s''}{\gamma'' d_m}^{2/3}$$

where:

- g_s'' - immersed weight transported per unit time and width in kg/s/m
- γ - 1,000 kg/m^3 - specific weight of water
- γ_s - 2,650 kg/m^3 - specific weight of sediment
- γ_s'' - immersed specific weight of sediment
- J - slope of energy gradient
- y - depth of flow in m
- A" and B" - coefficients; the authors suggested, and the measurements on the Drava river indicated, that A"= 0,047 and B"= 0,25
- g - gravitational acceleration in m/s^2
- Q - water discharge in m^3/s
- d_m - mean diameter of grain in m
- d_{90} - size of sediment in m in the bed for which 90 percent of the material by weight is finer
- K_s - coefficient of roughness (Strickler)
- K_r - coefficient of roughness due to grain roughness of the surface; $K_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$
- $g_s = \frac{Q}{O}$ m^3/s/m, water discharge per unit length of wetted perimeter
- O - length of wetted perimeter in m
- $Q_s = g_s B$ m^3/s - discharge due to a moving bed-load
- B - width of rectangular main section in m it is assumed that the bed-load is moved all over the bed with the same intensity.

$Q_s/Q = QB/OQ = B/O$.

The natural main section is transformed into the rectangular one, so that the values of the area of the cross-section and the width of the water surface are taken to be the same as in natural stream for the mean discharge.

It was found by measurements that
$d_m = 23$mm; $d_{90} = 77$mm; $(K_s/K_r)^{3/2} = 0,89$ and
$\tau_o = A'' \gamma_s'' d_m = 1,78$ kg/m^2.

If the bulk density of bed-load $\gamma_z = 1,800$ kg/m^3, the expression for the bed-load transportation is:

$$G = 61,08\,(\tau - \tau_o)^{3/2} B \quad (m^3/day)$$

where $\tau = 890 \frac{E}{O} yJ$ (kg/m^2)

The values yJ and O, which are used in this expression, are determined in the calculation of the back water curves. If "i" is upstream cross-section, and "i-1" is downstream one, it can be written:

$$\Delta G = G_i - G_{i-1} \quad (m^3/day)$$

$$\Phi = \frac{B_i + B_{i-1}}{2} L_{i-1} \quad (m^2)$$

area ϕ (in m^2) of the river bottom between two adjacent cross-sections.

It is assumed that the intensity of sedimentation (scouring) is the same all over the area of the bottom ϕ, and the value of the deformation of the bed in cross-section is

$$\delta' = \frac{\Delta G}{\phi} \quad (m/day)$$

or

$$\Delta = T_m \cdot \delta \quad (m)$$

where

T_m - time interval (in days)

m - symbol of the period or number of the calculation

New inverted level, after m-period, is defined as

$$Z_i = Z_{pi} + \Delta Z_i$$

where $\Delta Z_i = \frac{\Delta_i + \Delta_{i-1}}{2}$

and Z_{pi} is an inverted level which was calculated in the preceding period of time (m-1).

The calculation of backwater curve is given in the next period of time (m+1) taking into consideration a new inverted level (m). The time intervals are short (1- 10 days, $T_m \neq$ const.).

4. Results.

Using the described model a few conditions of sedimentation in the reservoir were analysed.

a) 190,000 m^3 of the bed-load material were sedimented in the reservoir during 20 periods of time, and the result is shown in Fig. 3. Similar condition (200,000 m^3) was examined with a hydraulic model and the result is shown in Fig. 3 too; from this figure it can be seen that the results are very similar. The area of the downstream limit of sedimentation was defined.

b) The possibilities of hydraulic washing of the sediment were examined. The effect of such cleaning was found negligible, and that a dredging machine was necessary. One of the results is shown in Fig. 3 too.

c) It was found that the whole amount of the bed-load was sedimented in the upstreams area of the reservoir if the discharge was $Q < 1{,}000$ m^3/s.

d) The value of 40,000 m^3 of the sediment expectable in the flood period was accepted, to define the influence of sedimentation on back-water curves. This influence was negligible (less than 20 cm), and the structures near the reservoir were out of it (e.g. railway).

5. Conclusion.

The simple mathematical model, using the expression of Meyer-Peter and Müller, allowed us to make a more comprehensive investigation of the sedimentation in the reservoir than the hydraulic model. One of the results of the hydraulic model was used to check the mathematical model.

The results of this simple mathematical model can be used as the preliminary forecast of sediment distribution in small reservoirs, to get an insight into the sedimentation processes and to determine the order of magnitude of the sediment influence on the backwater level. It should be noted, however, that the results for the upstream area of the reservoir are not sufficiently reliable, because of the complexity of the processes of bed-load motion and because of the mathematical expressions actually used.

R E F E R E N C E S

1. BILL S. EICHERT: Survey of Programs for Water - surface Profiles. ASCE Hydraulics Division, Feb. 1970.
2. FELKEL K. und CANISIUS P. Rechenautomatenprogram zur Spiegelberechnung für ausufernde Hochwasser. Die Wasserwirtschaft 1967/8.
3. GEMAEHLING C., GINOCCHIO R. et CHABERT J. Comparison entre les évaluations theoriques et expefimentales du debit solide dans le tiers central du Rhone. AIRH, Septieme Assemblee Gehefale, 1957.
4. TIMM J. Anwendung der Schweizer Geschiebtrieb - formel. Die Wasserwirtschaft, Dez. 1958.
5. MEYER-PETER E. and MÜLLER R. Eine Formel zur Berechnung deb Geschiebetriebs, Schweizerische Bauzeitung, Nr. 3, 1949.
6. SMITH A.A. Computer Aided Design Applied to River Improvement Schemes. Water Power, June, 1969.

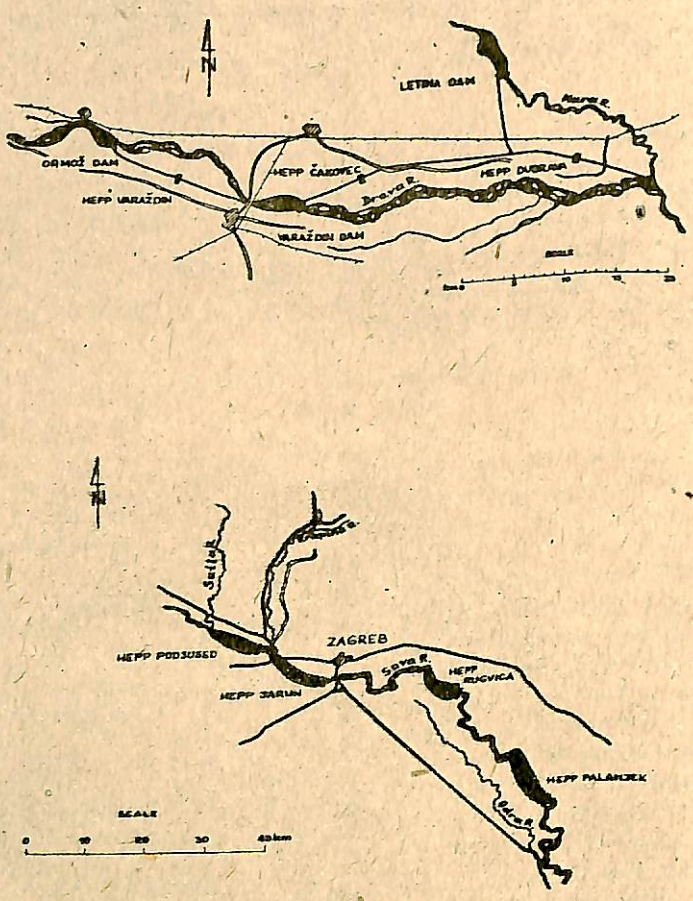

N
LEŠĆA DAM
Mura R.
ČAKOVEC
HEPP ČAKOVEC
HEPP DUBRAVA
Drava R.
ORMOŽ DAM
HEPP VARAŽDIN
VARAŽDIN DAM
SCALE
N
Sutla R.
Sava R.
ZAGREB
HEPP PODSUSED
HEPP ZAPRUDE
HEPP RUGVICA
HEPP PALANJEK
Kupa R.
SCALE
0 10 20 30 40 km

Fig. 1

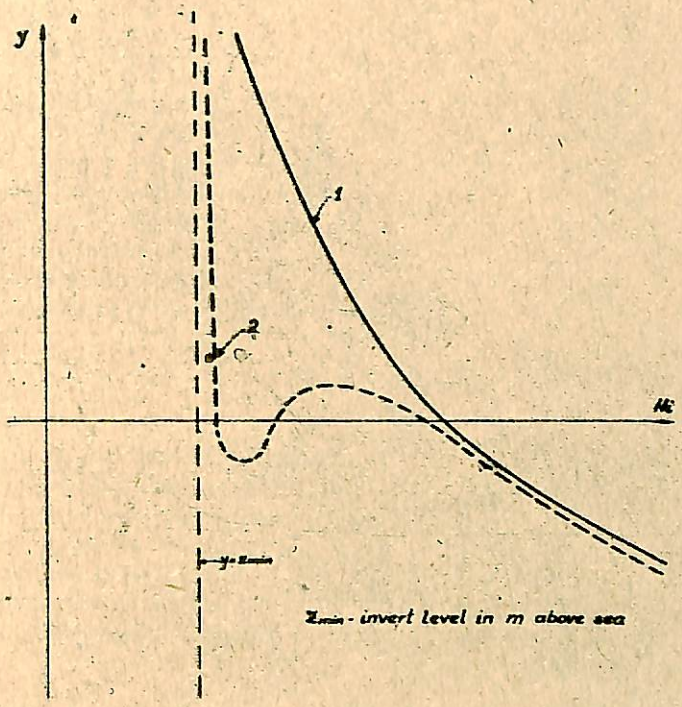


Fig. 2

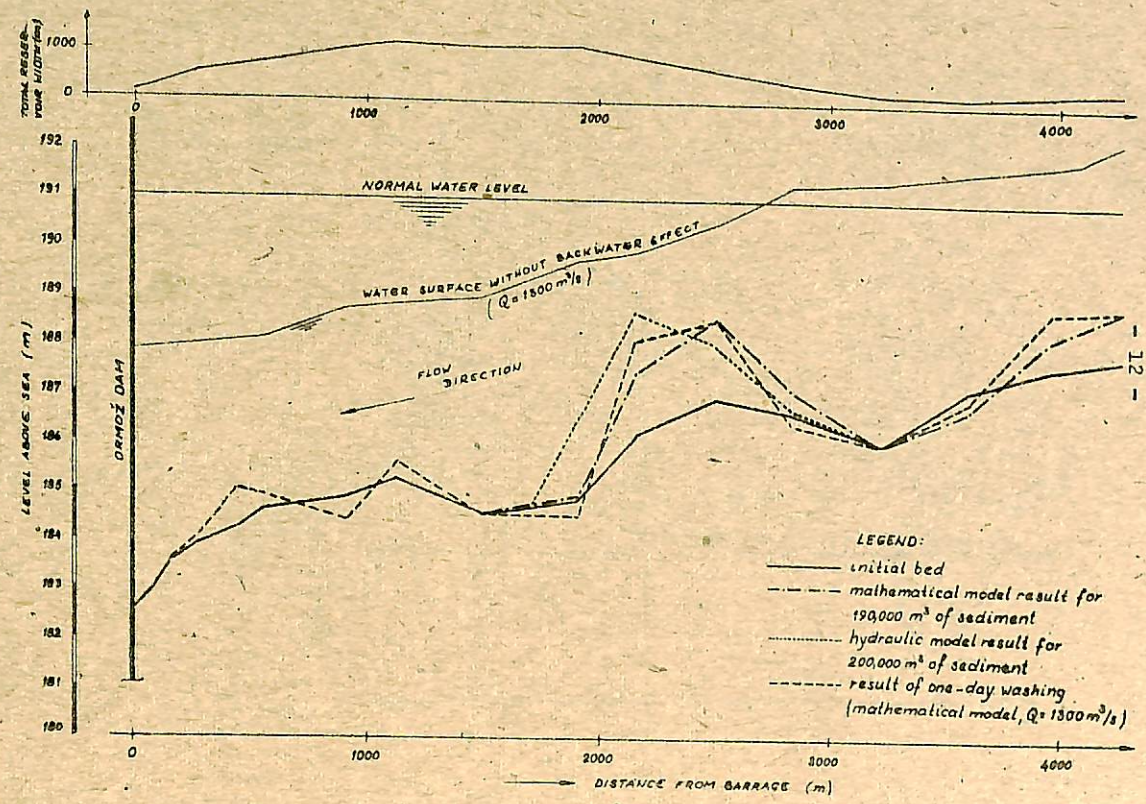

TOTAL RESER-
VOIR VOLUME (m³/sec)
1000
0
0
1000
2000
3000
4000
192
191
190
189
188
187
186
185
184
183
182
181
180
LEVEL ABOVE SEA (m)
ORMOŽ DAM
NORMAL WATER LEVEL
WATER SURFACE WITHOUT BACKWATER EFFECT
(Q = 1500 m³/s)
FLOW DIRECTION
LEGEND:
initial bed
mathematical model result for 190,000 m³ of sediment
hydraulic model result for 200,000 m³ of sediment
result of one-day washing (mathematical model, Q = 1500 m³/s)
0
1000
2000
3000
4000
DISTANCE FROM BARRAGE (m)

Fig. 3.

SEPARATION OF DIRECT RUNOFF AND BASE FLOW BY USE OF CHEMICAL ANALYSIS

by JAROSLAV URBAN

Water Research Institute, Prague, CSR

Р е з ю м е

Расчленение компонентов гидрографа представляет собой одну из основных проблем при анализе генетического формирования паводочных волн. Излагаемый метод основан на различии химических свойств поверхностной и грунтовой воды. Сравнение результатов применения химического анализа указывает, что жесткость и электропроводимость воды являются наилучшими из девяти исследованных параметров.

S u m m a r y

Separation of the hydrograph components is one of the basic problems when studying the genesis of flood waves. The presented method is based on the difference in chemical characteristics between the surface water and ground water. Hardness and electrical conductivity of water were found to be the best of nine parameters examined by chemical analysis.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die Aufgliederung der hydrographischen Kompo - nenten stellt eines der Hauptrobleme bei der genetischen Analyse der Entstehung von Hochwasser - wellen dar. Die dargelegte Methode gründet sich auf die Verschiedenheit der chemischen Eigenschaften des Oberflächen- und des Grundwassers. Ein Vergleich der Ergebnisse bei Anwendung der chemischen Analyse zeigt, daß der Härtegrad und die elektri - sche Leitfähigkeit des Wassers die besten aus der Zahl von neun untersuchten Parametern sind.

Direct separation of the base flow and direct runoff mixed in a channel is practically impossible. We can find in the hydrological literature many graphical or numerical methods of separation, but most of them are only rough estimates not derived from the actual situation in the nature.

Another group of methods is based on the differences in properties of ground water and rain water. Chemical characteristics or radioactivity are the most applicable indices in such analyses. Both ways are being studied in the Bucnics experimental watershed. The area of the watershed is 4.42 square kilometers, the elevation is between 487 and 664 meters. The first results obtained by chemical analysis will be described in this report.

As the first step, we wanted to find the most important characteristics from the standpoint of separation, i.e. the characteristics giving the greatest difference between the rain water and stream water (stream water represents the base flow or a mixture of the base flow and direct runoff). The following characteristics were measured by chemical analyses of water: hydrogen-ion con - centration (pH), alkalinity, chlorides, sulphates, hardness, iron, manganese, oxidability and elec - trical conductivity.

The samples of rain water and stream water were analysed and the results were compared. Three characteristics were chosen for further use after the consultation with the chemists: alkalinity, hardness, and electrical conductivity.

The next samples of water were taken during a storm runoff 4th to 7th October 1970. The results of the analyses are presented in Table 1 and graphically illustrated in a lower part of Fig. 1.

Using a simplified balance equation and assuming linear relations for mixtures, we can derive

$$Q_d = Q \frac{C - C_b}{C_r - C_b} \qquad (1)$$

where Q_d is a direct runoff at any time t, Q is a total discharge at t, c is a concentration in a stream at t, c_r is a concentration in the rain rain water, c_b is a concentration in a stream at the beginning of the rising limb.

is known from direct measurements, c and c_r were obtained by chemical analyses, c_b was extrapolated from the analyzed data as 2.7 mval/l for alkalinity, 3.8 mval/l for hardness, and 260 us/cm for electrical conductivity. Inserting those values into Eq.(1), we shall get the results for the direct runoff Q_d and for the base flow $Q_b = Q - Q_d$ as listed in Table 2.

The results are plotted in a an upper part of Fig.1. The base flow Q_b drawn by a solid line was derived with respect to hardness, the dashed line was computed from electrical conductivity and the dotted line from alkalinity. It is evident from the graph that the curve obtained from alkalinity does not at all correspond to the expected separation line. The other two separation lines have a character near to the expected shape. The hydrograph derived from hardness is nearly smooth, while the values obtained from electrical conductivity have greater deviations from the average curve. The variation of electrical conductivity was probably caused by low accuracy of methods used for the laboratory measurements.

Conclusions:

The separation lines obtained from three different characteristics are not identical. The shape of the hydrograph derived from alkalinity is evidently wrong. It may be explained so that alkalinity is not a stable characteristic. It seems to vary thoroughly when the rain water moves on the land surface and in the channel.

Hardness and electrical conductivity give the results similar to the expected separation line and they seem to be convenient for practical measurements. The use of electrical conductivity is conditioned by a higher accuracy of measurements in order to get a smooth curve. We intend to measure electrical conductivity automatically and continuously directly in the stream.

The results presented in this paper concern the Bucnice experimental watershed and they represent only an introductionary information. This research will be continued. The results will be useful for better understanding of rainfall - runoff relations and for higher accuracy of hydrological forecasting.

Table 1.

Of water analysis

Sample number	Electr. conduct. uS/cm	Alkalinity mval/1	Hardness mval/1	Water discharge l/s	Time Hour
1	12,2	0,1	0,3	-	-
2	250	2,6	3,6	22,0	8,20
3	244	2,4	3,6	23,1	10,05
4	207	2,25	3,4	24,6	12,00
5	198	2,0	3,1	27,8	15,00
6	186	1,6	2,8	32,2	17,10
7	190	1,15	2,6	33,6	19,00
8	177	1,15	2,75	32,6	21,30
9	186	1,2	2,7	30,0	6,00
10	166	1,2	2,7	29,6	8,00
11	190	1,25	2,7	29,2	10,20
12	177	1,3	2,7	29,0	12,00
13	164	1,25	2,6	28,7	14,50
14	161	1,25	2,75	28,1	17,15
15	217	1,35	2,8	26,8	8,05
16	195	1,35	2,9	26,8	13,45

Table 2.

Direct runoff and base flow derived from different characteristics (litres per second).

Sample number	Electrical conductivity		Alkalinity		Hardness	
	Q_d	Q_b	Q_d	Q_b	Q_d	Q_b
1	-	-	-	-	-	-
2	0,88	21,12	0,84	21,16	1,34	20,66
3	1,27	21,83	2,66	20,44	1,41	21,69
4	5,26	19,34	4,26	20,34	2,99	21,61
5	6,95	20,85	7,47	20,33	5,64	22,16
6	9,63	22,57	13,62	18,58	9,31	22,89
7	9,47	24,13	20,03	13,57	11,24	22,36
8	10,92	21,68	19,43	13,17	9,92	22,68
9	8,97	21,03	17,31	12,69	9,59	20,41
10	11,22	18,38	17,08	12,52	9,46	20,14
11	8,23	20,97	16,29	12,91	9,33	19,87
12	9,72	19,28	15,60	13,40	9,27	19,73
13	11,11	17,59	16,01	12,69	9,61	19,09
14	11,21	16,89	15,68	12,42	8,55	19,55
15	4,66	22,14	13,91	12,89	7,75	19,05
16	7,02	19,78	13,91	12,89	7,07	19,73

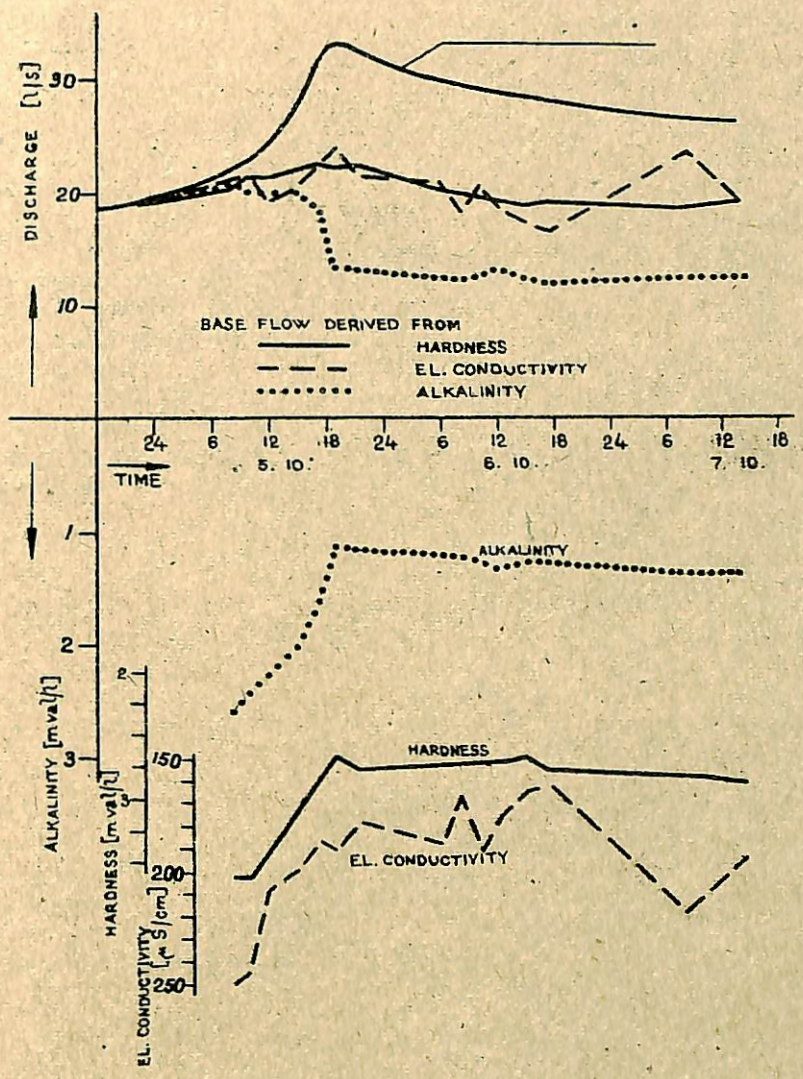

DISCHARGE [l/s]
30
20
10
BASE FLOW DERIVED FROM
HARDNESS
EL. CONDUCTIVITY
ALKALINITY
24 6 12 18 24 6 12 18 24 6 12 18
TIME
5. 10.
6. 10.
7. 10.
1
2
3
ALKALINITY [m val/l]
ALKALINITY
HARDNESS [m val/l]
HARDNESS
EL. CONDUCTIVITY [μS/cm]
EL. CONDUCTIVITY
150
200
250

Fig. 1

DAS HOCHWASSER IM JAHRE 1970 IN DER BULGARISCHEN DONAUSTRECKE

MARTCHINKOV, B.

Bulgarische Akademie der Wissenschaften
Sofia, Bulgarien

Р е з ю м е

В докладе приводится краткая гидрологическая характеристика болгарского участка Дуная и излагаются результаты исследования паводков, прошедших на этом участке в 1970 г.

Установлено, что максимальные расходы воды р.Дуная в 1970 г. составили у Ново-Село 15400 м^3/сек и у Свиштова 16200 м^3/сек. Обеспеченность этих расходов равна 2 %, повторяемость - один раз в 50 лет.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Im Bericht wird die Frage über die Höchstabflüsse im Jahre 1970 in der bulgarischen Donau-Strecke erörtert. An erster Stelle sind einige hydrologische Daten betreffend die Donau in dieser Strecke angegeben.

Als Endergebnis der Untersuchung erhält man:

Höchstabfluß beim Pegel Nowo-Selo 15,400 m^3/sec
Höchstabfluß beim Pegel Swischtow 16,200 m^3/sec
Wahrscheinlichkeit dieser Abflüsse 2 %, Auftreten einmal in 50 Jahren.

S u m m a r y

In the article, the question about the peak discharge in the year 1970 in the Bulgarian Section of the Danube is considered. First a short characteristics of the hydrological conditions of the Danube in the Bulgarian section is given.

On the Basis of the investigation the following conclusions have been reached:

Peak - discharge at the Gauging station Novo - Selo : 15,400 m^3/sec
Peak-discharge at the Gauging station Swischtov: 16,200 m^3/sec
Probability 2 % (once in 50 years).

1. Einleitung

Das Donau-Hochwasser im Jahre 1970 hat auch die bulgarische Strecke der Donau beeinflußt. Demzufolge wurden materielle Schäden verursacht und Vorbeugungsmaßnahmen zum Schutz und zur Sicherung der angrenzenden Gebiete getroffen. Dies bezieht sich besonders für die Widin'sche Niederung, wo sich eine bedeutende Filtration bemerkbar machte und spezielle Maßnahmen gegen die schädlichen Auswir-

kungen vorgenommen wurden. Analoge Fälle sind auch an anderen Stellen vorgekommen und man ist mit entsprechenden Maßnahmen vorgegangen.

Da die bulgarische Strecke der Donau die Untere-Donau umfaßt, wo die Wasserführung von den Abflußverhältnissen der Oberen-und der Mittleren-Donau abhängig ist, wäre es sehr zweckmäßig und von Interesse die Umformung der Hochwasserwellen entlang der ganzen Donau zu verfolgen und die Hochwasserprozesse genetisch zu erklären. Dies erfordert aber eine Zusammenarbeit der Hydrologen der Donauländer, da sich die Abflußprozesse im Einzugsgebiete der Donau fortwährend ändern infolge der intensiven hydrotechnischen Tätigkeit in den einzelnen Donauländern. Die Lösung einer solchen Frage wird sich sehr günstig bei der Durcharbeitung der Prognosen der Donau äußern.

In diesem kurzen Bericht ist die Aufgabe gestellt, die höchsten Wasserstände und Wassermengen welche im Frühjahr des Jahres 1970 eingetreten sind an 2 Pegelstationen anzugeben (beim Dorfe Nowo-Selo und bei der Stadt Swischtow) unter Angabe der Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens.

2. Kurzgefaßte hydrologische Charakteristik der bulgarischen Donau-Strecke

Die bulgarische Donau-Strecke beginnt bei der Mündung des Flusses Timok und endet bei der Stadt Silistra mit einer Gesamt-Länge von ca. 470 km. Das rechte Ufer ist steil, das linke ist niedrig. Das mittlere Gefälle in der Strecke beträgt durchschnittlich 4,5 cm/km. Die Schwankung des Wasserspiegels erreicht eine Höhe von ca. 5 m. Die Flußbreite schwankt zwischen 300 m bei Niedrigwasser bei Lom und 1200 m und mehr in der unteren Strecke der Donau. Vor der Eindeichung des Flusses verbreitete sich das Wasser ca. 20.000 km^2 in der Strecke Lom - Giurgiu. Die Geschwindigkeiten im Stromstrich schwanken zwischen 1,0 - 1,5 m/sec. Die Wassertiefe im Stromstrich ändert sich von 3,0 bis 13,0 m. In der Unteren-Donau besteht die Schwerstofführung fast ausschließlich aus Schwebestoffen. An manchen Jahren ist eine feste Eisdecke zu beobachten. Die Dauer der Frühjahrs-Hochwässer beträgt ca. 20 Tage und mehr.

Der Anteil der Einzugsgebiete bulgarischer Flüsse welche die Wasserführugn der Donau speisen, beträgt 46.930 km^2 d.h. 42,5% von der Gesamtfläche des Landes. Die Speisung selbst ist sehr gering: ca. 4-5 % des mittleren Abflusses der Donau. Die Schwebstofffracht beträgt ca. 6.10^6 Tonnen pro Jahr, wobei die Hälfte davon der Fluß Iskar bringt. Die Schwebestoffdichte der bulgarischen Flüsse, welche in die Donau einmünden, ist ca. 5 mal größer als die der Donau.

Der Anteil der bulgarischen Flüsse an der Wasserführung der Donau beträgt ca. 5 Milliarden m^3 pro Durchschnittsjahr. Die Speisung bei Hochwasser ist unbedeutend.

Der Anteil der gelösten Stoffe beträgt im Durchschnitt $1,92.10^6$ Tonnen im Durchschnittsjahr, was ca. 40,2 % der abgeführten gelösten Stoffe der bulgarischen Flüsse darstellt.

3. Hydrometrische Stationen in der bulgarischen Donaustrecke

Die hydrometrischen und hydrometeorologischen Beobachtungen und Messungen werden an 15 Stationen durchgeführt. Für unsere Untersuchung kommen 2 Stationen in Betracht - beim Dorfe Nowo-Selo und bei der Stadt Swischtow. Die Grunddaten beider Stationen sind:

Hydrometrische Station bei Nowo Selo (Nr. 1) Entfernung von der Mündung (Sulina) 833,600 km. Einzugsgebiet 584.900 km^2. Errichtet im Jahre 1937. Wassermengen werden ab 1. Juni 1956 gemessen.

Die Station befindet sich in einer geradlinigen Strecke mit einer Wasserspiegelbreite bei Mittelwasser von ca. 730 m. Das Flußbett ist sandig und grob-sandig und verhältnismäßig stabil. Die Beobachtungen der Wasserstände werden an einem Lattenpegel durchgeführt. Der Nullpunkt des Pegels liegt 27,00 m ü.d.M.

Hydrometrische Station bei Swischtow (Nr.12): Entfernung von der Mündugn 554.300 km. Einzugsgebiet, 650.340 km^2. Errichtet im Jahre 1913. Wassermengenmessungen teilweise ab 1938 und systematisch ab 1. Juni 1956.

Die Station befindet sich in einer Strecke mit schwacher Krümmung mit einer Wasserspiegelbreite bei Mittelwasser von ca. 1100 m. Das Rechte Ufer oberhalb und unterhalb der Station ist hoch, das linke ist niedrig. Das Flußbett ist grobsandig und verhältnismäßig unbeständig. Die Beobachtungen der Wasserstände werden an einem Lattenpegel durchgeführt. Der Nullpunkt des Lattenpegels befindet sich 15,019 m ü.d.M.

Im Mehrjahresdurchschnitt schwanken die Abflüsse obiger 2 Stationen wie folgt:

Bei der hydrometrischen Station Nowo - Selo ist der kleinste jährliche Abfluß 1500 bis 4200 m^3/sec der mittlere Jahresabfluß 4000 bis 8200 m^3/sec und die höchsten Abflüsse in den einzelnen Jahren 7000 bis 13.300 m^3/sec.

Bei der hydrometrischen Station Schwischtow sind die kleinsten Abflüsse in den einzelnen Jahren 1590 bis 4900 m^3/sec, die mittleren Abflüsse 4200 bis 9000 m^3/sec und die höchsten Abflüsse in den einzelnen Jahren 8600 bis 14000 m^3/sec.

4. Verwendete Unterlagen

Es wurden folgende Unterlagen verwendet:

a) Die beobachteten Wasserstände bei den Pegeln Nowo-Selo und Swischtow,
b) Die Abflußmessungen auf Grund welcher die Abflußkurven für beide Pegelstellen konstruiert sind.
c) Die mittels der Wasserstände und Abflüsse gebildeten hydrologischen Reihen der Höchstwassermengen für eine 35-jährige Periode (1931-1965) bezüglich Nowo-Selo und Swischtow.

5. Ermittlung der Wahrscheinlichkeitskurve der Höchstwassermengen

Die Ermittlung der Wahrscheinlichkeitskurven für beide Punkte erfolgte nach der Methode Foster - Ribkin.

Die Berechnung der statistischen Parameter bringt folgende Ergebnisse:

Station Novo-Selo:

Mittleres Hochwasser 10544 m^3/sec
Variationskoeffizient C_v = 0,199 ≐ 0,20
Asymmetrie-Koeffizient C_s = 0,50

Station Schwischtow:

Mittleres Hochwasser 11070 m^3/sec
Variationskoeffizient C_v = 0,197 ≐ 0,20
Asymmetriekoeffizient C_s = 0,50

Der Asymmetrie-Koeffizient wurde auf Grund der sich am besten anpassenden theoretischen Wahrscheinlichkeitskurve an die empirischen Daten ermittelt. Auf Grund der durchgeführten Berechnungen erhält man folgende Ergebnisse für den Zusammenhang zwischen Abflüssen und entsprechenden Wahrscheinlichkeiten (Tabelle 1).

Wahrscheinlichkeiten p %	Periode des Auftretens Jahre	Abflüsse $Q_{max}(p)$ Nowo-Selo	Swischtow
0,01	10000	20708	21712
0,1	1000	18578	19505
1	100	16237	17003
5	20	14234	14989
10	10	13285	13990
25	4	11851	12443
50	2	10375	10892
75	0,4	9047	9498
90	0,1	7992	8391
95	0,2	7419	7771
99	0,01	6434	6753
999	0,001	5483	5756

6. Ermittlung der Wahrscheinlichkeiten der im Jahre 1970 aufgetretenen Höchstabflüsse

Die höchsten Wasserstände bei Nowo - Selo und Swischtow wurden abgelesen wie folgt:

Nowo-Selo am 31.5. und am 1. und 2.6.: 863 cm
Swischtow am 2. und 3.6.: 850 cm

Beiden Wasserständen entsprechen Abflüsse von 15400 bzw. 16200 m^3/sec.

Aus den Wahrscheinlichkeitskurven entnimmt man die Wahrscheinlichkeit von 2%, was einem auftreten beider Höchstwasserabflüsse bei Novo-Selo und Swischtow einmal in 50 Jahren entspricht.

Es ist anzunehmen, daß die Ergebnisse, die auf Grund dieser Untersuchung resultieren, wahrscheinlich sind und mit den Ergebnissen der Organisation Energoprojekt sehr genau übereinstimmen. Bei der Untersuchung wurde festgestellt, daß der Bau der Deiche in der rumänischen Strecke der Donau keinen wesentlichen Einfluß auf die Wasserstände der Donau bei der Pegelstelle Nowo-Selo hat.

SYNOPTIC AND HYDROMETEOROLOGICAL DESCRIPTION OF THE FLOOD WAVES ON THE TISZA RIVER IN 1970

E.BODOLAI, Central Meteorological Institute
and K.BODY, Research Institute for Water Resources Development
Budapest, Hungary

Р е з ю м е

В первой части доклада анализируются метеорологические условия над Карпатским бассейном и над Средиземным морем за три последних месяца 1969 г. Из синоптического анализа видно, что из-за отсутствия циклоничности в октябре и ноябре в районе Средиземного моря сохранялась теплая погода. Предполагается, что по этой причине в зимние месяцы повторяемость циклонов была повышенной.

Во второй части доклада излагаются гидрометеорологические условия отдельных паводков. Содержится анализ синоптического положения, предшествующего наступлению паводка, а также условия формирования самого паводка. Помимо этого используются и температура, влажность и поле ветра в нижней тропосфере.

В третьей части рассматриваются синоптические условия, вызывающие крупные паводки. Приводятся выводы относительно некоторых общих черт различных видов погоды, вызывающих паводковую волну, затем упоминаются возможности прогноза таких положений. В заключении обращается внимание на некоторые проблемы, решаемые в будущем.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Im ersten Teil des Referates werden die meteorologischen Bedingungen über dem Karpathenbecken und dem Mittelmeer für die letzten drei Monate 1969 einer Analyse unterzogen. Aus der synoptischen Analyse ist zu ersehen, daß wegen des Fehlens einer Tiefdrucktätigkeit im Oktober und November im Bereiche des Mittelmeeres warmes Wetter herrschte. Es wird angenommen, daß aus diesem Grund in den Wintermonaten eine erhöhte Häufigkeit an Zyklonen stattgefunden hat.

Im zweiten Teil des Referates werden die hydrometeofologischen Bedingungen einzelner Überschwemmungen dargelegt. Es wird eine Analyse der synoptischen Lage vor dem Eintritt des Hochwassers vorgenommen, die auch die Bedingungen der Entstehung des Hochwassers selbst enthält. Darüber hinaus werden auch die Temperatur, die Feuchtigkeit und das Windfeld in der unteren Troposphäre in die Analyse einbezogen.

Im dritten Teil werden die synoptischen Bedingungen untersucht, die große Überschwemmungen hervorrufen. Es werden Schlußfolgerungen bezüglich einiger allgemeiner Merkmale verschiedener Wetterlagen angeführt, die eine Hochwasserwelle hervorrufen. Danach werden Möglichkeiten einer Vorhersage derartiger Ereignisse erwähnt. Abschließend wird die Aufmerksamkeit auf einige Fragen gelenkt, die in der Zukunft einer Lösung zugeführt werden sollen.

S u m m a r y

The first part of the paper investigates briefly the weather of the Carpathian basin and the Mediterranean Sea region in the last three months of 1969. From the synoptic analyses it emerges that, as Mediterranean cyclone activity did not occur in October-November, the temperature in the area of the Mediterranean Sea remained warm. This fact might be the reason why the great frequency of cyclones was postponed to the winter months in the above mentioned area.

The second part of the paper deals with the hydrometeorological characteristics of the respective flood waves. It gives analyses of the synoptic positions of flood waves occuring before the flood which cannot be neglected from the point of view of flood development. For ahalysis made both in this paper and in practice the vertical time sec-

tions of the temperature, humidity and wind fields of the lower troposphere are well applicable.

In the third part of the paper the synoptic causes of big flood waves bringing about flood are investigated. Several important common features of the weather conditions causing flood waves are dealt with, the possibilities of forecasting such conditions are mentioned, and some problems still unsolved are presented.

The occurence and behaviour of run-off and floods on rivers and watershed systems is greatly dependent on the peculiar weather conditions and on the deviations of weather elements from the average conditions. An analysis of weather situations leading to the occurence of floods should not be confined to the investigation of weather conditions which are in close connection with the formation of floods, it should rather be extended to the previously prevailing weather conditions.

The subject of the present paper consists in the description of weather conditions previous to the occurence of the flood on the river Tisza in 1970, which are, however, in close connection with this flood; we are presenting the way in which the nature of this flood has been determined by the peculiar regional weather system occuring over the watershed during the first half of 1970.

For the analysis of the hydrometeorological conditions prevailing during the period under consideration, we used daily synoptic weather charts of the situation at 07 a.m. For giving characteristic of temperature, humidity and wind conditions of the air space over the watershed, we prepared vertical time sections of these meteorological elements from the ground, level to the altitude of 3 km by using radio-sounding data from the aerological stations Cluj and Ushorod. In these sections humidity has been characterized by the values of the difference of temperature and dew-point that is, by the saturation deficit. In each vertical section, we marked the areas situated between the curves $T-T_d=0$ and $T-T_d=2$, which in first approximation are identical to the areas of precipitations or at least of heavy nebulosity. In the vertical sections, isotherms have been drawn at intervals of 2.5 degrees making especially the isotherm of 0°. Wind directions and velocities are represented by the usual meteorological symbols.

Before entering upon the analysis of meteorological situations which were preceding the flood on the Tisza river in 1970, a mention must be made of the weather conditions which occurred in the autumn of 1969. In 1969, a rainy summer was followed by an autumn period which was (mainly in October and November) rather warm and exceedingly dry. This spell of dry and warm weather in the Carpathian Basin was a consequence of the fact that, in the Mediterranean region, the usual maximum of cyclogenetical activity in October and November has not occurred during this peculiar year. Accordingly, the Mediterranean region remained during these two months a rather warm area. Cyclonic activity occurred only at the end of November; however, it became later a very intensive one, as the warm inland sea surface presented a favourable condition for frequent cyclogeneses. In such a case, indeed, even a small amount of cold advection in the western basin of the Mediterranean is sufficient for the production of a sharp contrast in temperatures and for a cyclogenesis.

From the weather charts it appears that in the Mediterranean area, on every day of December 1969 a cyclone was present, and on some days several cyclones appeared. On the other hand, over Western Europe and Scandinavia anticyclones were prevailing during the greater part of this months, causing on their forward side the flowing of cold air masses into the western basin of the Mediterranean. This leads to the formation of a quasi-permanent frontal zone, assuring a great frequency of cyclones.

The contrast of temperature existing between the western and eastern basins of the Mediterranean during December 1969 has been determined from the data of some coastal stations. Between Rome and Crete a temperature contrast of 7 degrees was found. The average value for the temperature difference between the two stations in question comported, for the period of 1964-1968., with only 4 degrees.

This situation over the Mediterranean determined weather conditions in the Carpathian Basin during December, characterized by strong nebulosity and abundant precipitations due to the frequent passages of fronts and cyclones. In the Mediterranean area, however, the autumnal cyclonic activity, delayed in this year by more than a month, continued to exert its influence, as the sea, and mainly the sea in the eastern basin, acted as a thermal reservoir and caused a rather mild and rainy weather during January.

These circumstances have brought about the fundamental weather situation within the area under investigation, which led, on the Tisza river, during the first quarter of 1970 to the formation of several minor flood waves and to the formation of a severe flood in May and June.

In Fig. 1 a time series of characteristic water levels of the Tisza river in the first half of 1970 is presented. The figure contains in addition the daily areal average precipitations for the upper watershed of the Tisza river as well as the diurnal mean temperatures for this area. The time

series obtained in this way are unambiguously defining the periods a meteorological description of which is needed for determining the weather conditions leading to the formation of flood waves.

From the present time series of water levels, 9 major flood waves can be analysed, 6 of which presented themselves in the first quarter of the year, and the last 3 being the causes of the great flood on the Tisza river. The periods analysed in detail were as follows:

Weather periods leading to minor flood waves:

1. January 4-8, 1970.
2. January 14-17.
3. February 3-6.
4. February 8-11
5. March 5-9
6. March 24-28.

Weather periods leading to the flood:

7. May 9-13, 1970.
8. June 1-6
9. June 9-12

The behaviours of the flood waves formed in January and February were still favourable ones. In March and in the later time flood waves commenced on gradually higher and higher water levels and the rate of evacuation of the river bed was slower than the rate of water supply to it.

In the following, the weather situations during the flood waves are discussed as well as the hydrometeorological factors which are playing a fundamental role in the formation of flood waves.

Meteorological Causes of the Minor Flood Waves Preceding the Flood on the Tisza River

The intensive cyclonical activity in the Mediterranean area continued in January 1970 and this had fundamental consequences for the weather conditions in the Carpathian Basin as well.

The immediate cause for the formation of the minor flood wave on January 5 was a cyclone formed over the northern part of the Adriatic Sea and moving across Hungary. This cyclone was causing a strong increase in temperature, which is indicated on the vertical cross-sections in Fig. 2(a,b). As a consequence of the strong southerly winds, the altitude of the isothermal surface 0° was exceeding during 4 consecutive days, the value of 1000 m. Even on the mountains a strong melting occurred.

The weather situation leading to the second minor flood wave was similar to the first one. A cyclone of the Mediterranean origin moved on January 17 across the Carpathian Basin, a time section of which over Cluj and Ushorod is represented in Fig. 3(a.b). As a consequence of warm advection, the isotherm of 0° was situated above 1500 m. Air in the warm sector of the cyclone possessed a very high humidity and the air-flow being a convergent one, accordingly, yielded most of precipitation on the 17th.

During February, two minor flood waves were formed on the Tisza river, one following closely the other. Both were caused by secondary disturbances connected with the Atlantic cyclones travelling along the 50° latitude.

For the first precipitation period in February a minor regional secondary disturbance was responsible which has been formed over the Moravian Basin and over Austria. Into the warm sector of this regional cyclone, warm and moist air-masses were flowing from the Mediterranean area, in consequence of which the 0° isotherm attained and even surpassed, according to Fig. 4.(a,b) the altitude of 2000 m. on the 5th and the 6th.

The first part of the second precipitation period in February was connected with the passage of the fronts of a Scandinavian cyclone, its second part was a consequence of the warm and cold fronts of a cyclone over Central Europe. Again, warm and moist air-masses were flowing from the Mediterranean area into the warm sector of the cyclone. After the passage of this cyclone, the 0° isotherm was found only for two short periods to be situated above the ground-level.

Thus, during the mild spells in January and February, thawing occured for shorter and longer periods, and the depth of the snow cover might have decreased even at the altitude of 1000 m.

In the second half of February, however, precipitations were in the form of snow, which remained unmelted even at the lower levels. E.g., in Hungary, the depth of the snow cover was on the lowlands equal to 5-20 cm, and, on the mountains, to 50-95 cm.

The first flood wave in March was released equally by a Mediterranean cyclone, followed again by an important increase in temperature. This was the beginning of the spring-time warming of the troposphere. The variations in the height of the 0° isotherm in March and April are represented in Fig. 5.

The second flood wave in March was caused by the fronts of a cyclone travelling along the 55° latitude.

The first flood wave in March commenced from water-levels similar to those in January; after its culmination, however, every new flood wave started at water-levels higher than the previous ones. It appears from the variation of the height of the 0° isotherm, that it was at this time that a continuous water supply presented itself alimented from thawing on the higher mountains.

In April, the upper watershed of the Tisza river was free of precipitations only for 5 days. Though the flood waves which formed during this month, produced no significant elevation of water level on the lowlands section of the Tisza river,

they were contributing to the continued existence of a rather high water level.

Weather Conditions which Immediately Released the Occurrence of the Flood

The immediate meteorological antecedents of the severe flood in May present themselves on May 9 and 10. At this time, between the latitudes 40° and 50°, a large-scale low-pressure area was present extending from the Atlantic to the Carpathian Basin. Under the influence of the cyclone over Central Europe, on May 11 a new secondary cyclone over the northern part of the Adriatic Sea was formed and it moved in a north-easterly direction, causing severe floods on the upper Tisza river and its left-side confluents, with the exception of the Berettyo river and several rivers named Körös.

From the weather period causing the flood, we are presenting the synoptical situation on May 10 (Fig.6). Under the influence of the cyclone over Central Europe, shown in the figure, abundant convective thunderstorms were formed in the area of the upper Tisza river and in Transylvania.

The great precipitation amounts on May 12 were caused by the cyclone formed over the northern part of the Adriatic Sea. In Fig. 7. the weather situation is schematically presented in its stage when the center of the disturbance was situated over Transylvania at noon, May 12. The great precipitation amounts on May 12 are the consequences of the thunderstorm activity along a highly developed instability line. The low-level convergence, as well as the unstable thermal stratification and the presence of sufficiently high amounts of moisture are very strikingly expressed on May 11 in the soundings executed at Ushorod as well as in those executed at Cluj. The most of precipitation occurred in the time between noon May 11 and noon May 12. The situation was aggravated, from the point of view of the flood development, by the thundery character of the precipitation, as the high precipitation intensities were greatly increasing the values of the run-off coefficient.

Weather situations of the type presented here are at all times dangerous ones, for, in addition to precipitation activities on the fronts, there are blocks of concentrated thunderstorm activity occurring along organized lines or in a dispersed way. At the same time, in the central area of the cyclone, even the possibility of a continuous non-showery rainfall is present. The weather situation discussed here thus in every respect satisfies the conditions for the formation of large amounts of precipitation.

Though the weather situation on May 21-23 was not a source of the release of a greater flood on the Tisza river, it had, however, the influence of retarding the evacuation of the water masses accumulated in the bed of the river. In contrast to the previous regional cyclonic activity (on May 9-13), the precipitations of this second period were connected with the fronts of a cyclone situated over Scandinavia.

Weather in the first half of June was cool and rainy in the eastern half of the Carpathian Basin and in Transylvania. The cold fronts of the Scandinavian cyclones of May 31 and June 2 were not accompanied, on the watershed of the Tisza river by larger amounts of precipitation; however, the peculiar regional weather situation that was following these cyclones, was releasing again a sever flood on the upper Tisza river and on its confluents.

On June 3, a cyclone was moving from the Mediterranean Basin to the Black Sea, and continued its way, in accordance with the eastern upper leading current, in a retrograde manner, toward the north-west. The precipitation zone of the cyclone included the eastern part of Hungary, Carpathian Ukraine and the whole area of Roumania. As a consequence of this weather situation, rain occurred during 6 consecutive days on the Hungarian part of the watershed with shorter or longer interruptions as the center of the cyclone was stagnating over Hungary and it was filled in only on the 8th. This precipitation was not only increasing the amount of water introduced into the rivers, but it impeded also the flood control operations by rendering muddy the ways of communication. The precipitation activity, however, ceased not with the dissolution of the cyclone, for, on June 10-12, precipitations occurred on the watershed which released an even stronger flood wave than the previous one. Precipitatios occurring during the period of June 9 to June 12 were the consequences of the fronts and convective systems of a cyclone formed over the Bohemian Basin. The greatest part of the precipitations which occurred over the watershed of the Tisza river was due to convective showers and thunderstorms. This weather situation was releasing the flood on the Kraszna and Berettyo confluents and the Körös rivers. As a consequence of large amounts of water carried by the upper Tisza river and its left-side confluents, a further increase in the water levels occurred on the Hungarian sector of the Tisza river, however, the culminations were not as high as in the May flood. From an analysis of the weather situation it can be stated that the immediate cause for the formation of the last flood wave consisted in a series of instability lines developed within the open warm sector of the cyclone. Such convective systems are a source of danger in a flood situation not only because of their large amounts of precipitation, but also as a consequence of the strong winds by which they are accompained.

After the passage of the cyclone in question,

a period of strong increase in temperature occurred during the second half of June. With this, the series of meteorological events, which led to a flood of never before observed severity on the Tisza river and its confluents, was concluded.

At the conclusion of this description of the most important characteristics of the weather situations which caused the large flood in the Tisza valley, it may be stated, that:

- the great amounts of precipitation in the winter and in the spring, by which the flood waves in the Tisza valley have been released, were due to the strong Mediterranean influences.
- in regard to the location of cyclonic centres previously and during the flood situations it is a conspicuous fact that these cyclonic centres are frequently situated within the Carpathian Basin, among the cyclones, however, whose moving from the west toward the east are rather infrequent ones,
- within the weather situations investigated, mainly cyclones of a regional extension are formed, which represent in every case the Mediterranean influences on the weather conditions of the Carpathian Basin,
- within the Carpathian Basin and its surroundings, continued and abundant precipitations as well as the strongest convective systems are connected with the peculiar influences emanating from the Mediterranean area.

In the weather conditions leading to the flood of 1970 in the Tisza valley, the influences of the Mediterranean area on the Carpathian Basin were exhibited to their utmost degree. Thus, the meteorological conditions for the production of a flood are to be found in peculiar weather situations of a regional extent, or , respectively, in the mutual interactions of such weather situations.

This analysis of the meteorological causes leading to the 1970 flood in the Tisza valley is appealing in a convincing way to the hydrometeorological forecasting services for the importance of investigations concerning regional weather processes and, among them, primarily of the investigation of synoptical objects exhibiting a strong precipitation activity. Indeed, the success of precipitation forecasts prepared on a regional scale on results obtained in the interpretation of mesoscale weather processes and their forecasting.

Fig. 1. Time series for the characteristics of the water levels of the Tisza river in the first half of 1970, including daily mean temperatures for the area and a column diagram of the daily precipitation amounts in the upper Tisza area.

Fig. 2. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period of January 4-9, 1970.
a) Ushorod
b) Cluj
(The fat solid line is the isotherm 0°, the narrow solid lines are isotherms at 2.5 degree intervals, dashed lines are representing the saturation deficit. On the baseline of the figure, cold and warm fronts are represented by the usual symbols).

Fig. 3. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period of January 13-18, 1970.
a) Ushorod
b) Cluj
(Legend as in Fig. 2).

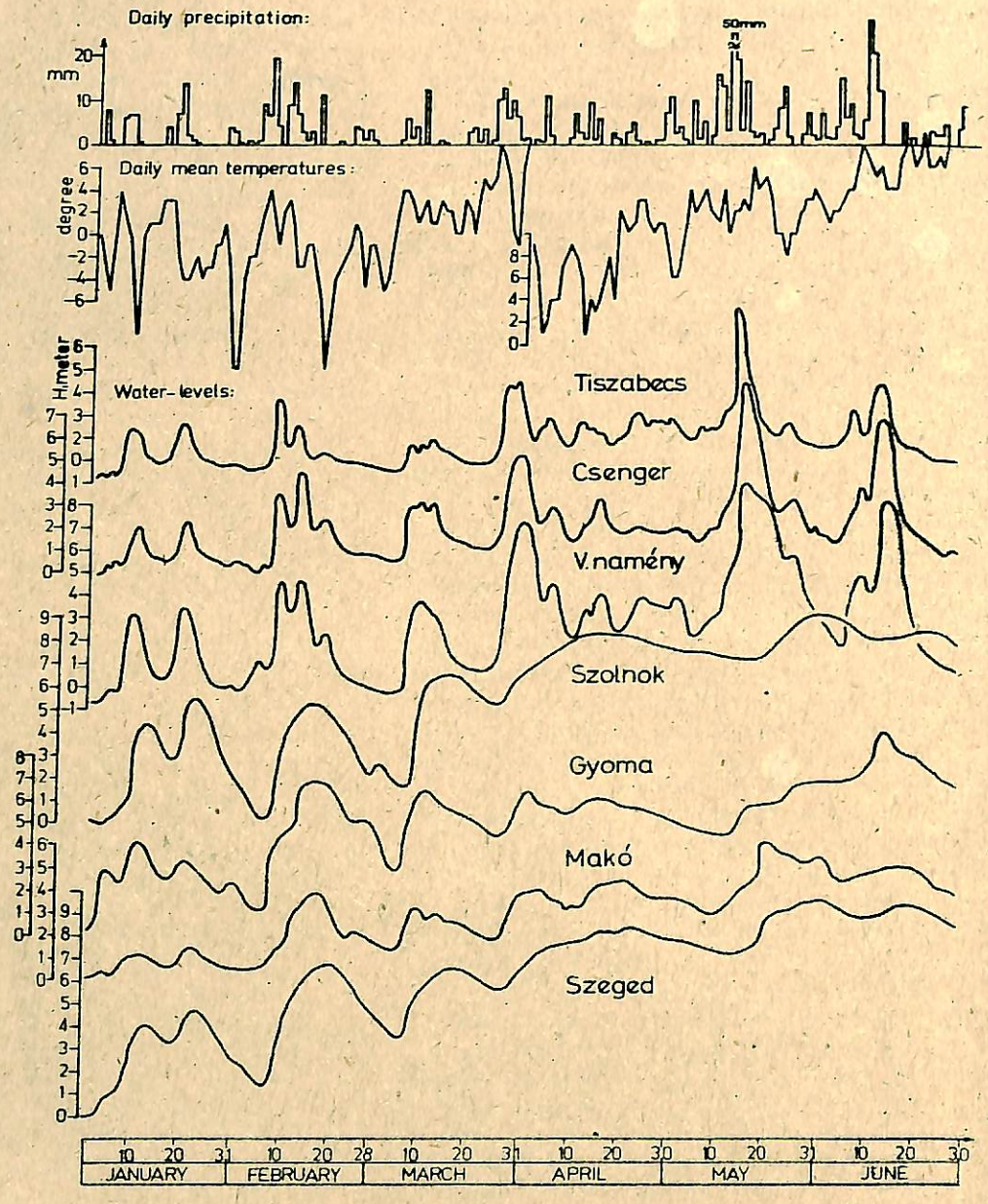
Fig. 4. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period of February 2-12, 1970.
a) Ushorod
b) Cluj
(Legend as in Fig. 2).

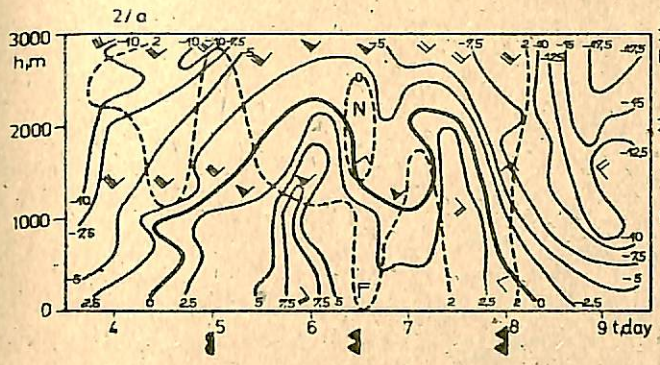
Fig. 5. Variations of the height of the isotherm 0° for the period of March 1- April 30, 1970. Fat solid line is for data from Ushorod, narrow solid line is for those from Cluj.

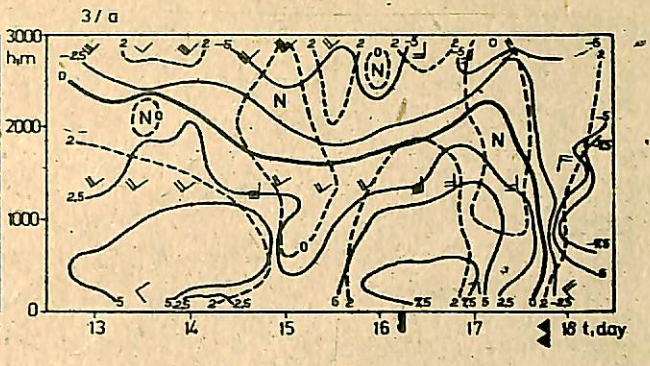
Fig. 6. Schematic weather situation at noon, May 10, 1970.

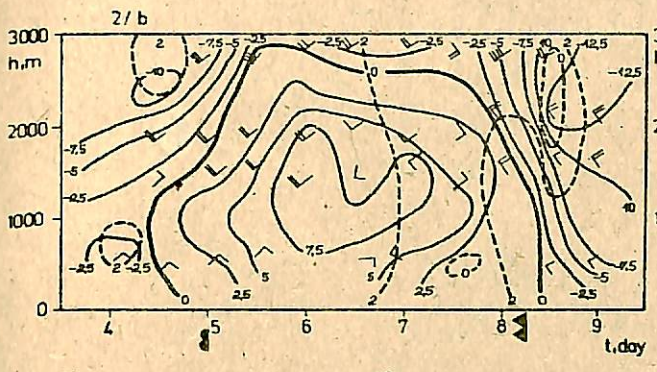
Fig. 7. Schematic weather situation at noon, May 12, 1970.

Fig. 1. Time series for the characterization of the water levels of the Tisza river in the first half of the year 1970 including daily mean temperatures for the area and a column diagram of the daily precipitation amounts in the upper Tisza area.









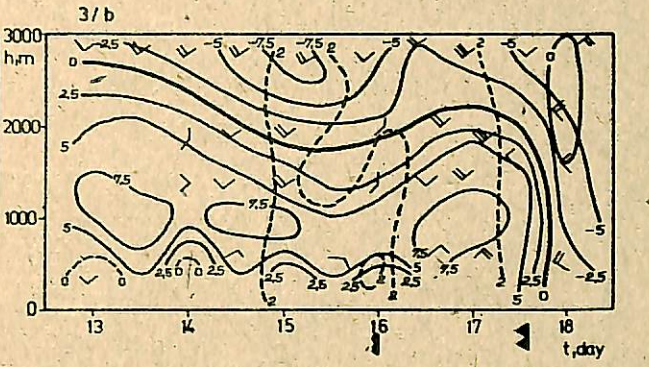
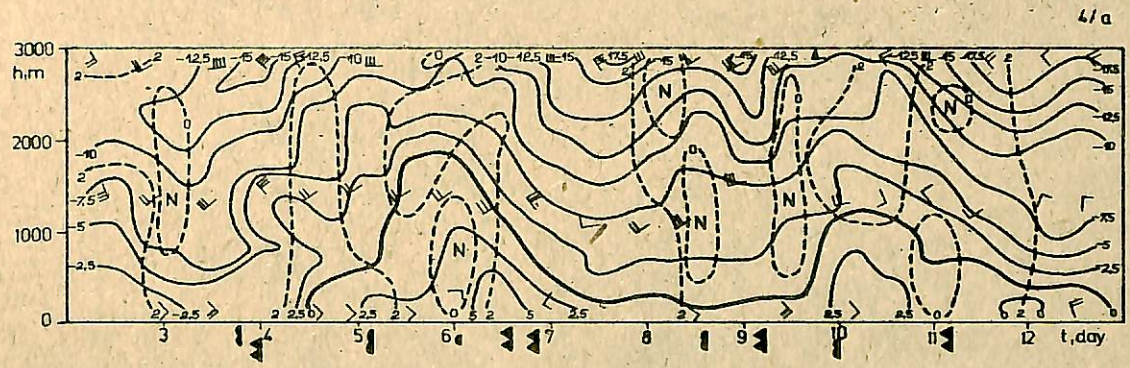


Fig. 2. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period January 4–9, 1970
a/ Ushorod b/ Cluj

Fig. 3. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period January 13–18, 1970
a/ Ushorod b/ Cluj

(the fat solid line is the isotherm 0°, the narrow solid lines are isotherms at 2.5 degree intervals, dashed lines are representing the saturation deficit. On the baseline of the figure, cold fronts and warm fronts are represented by the usual symbols.)



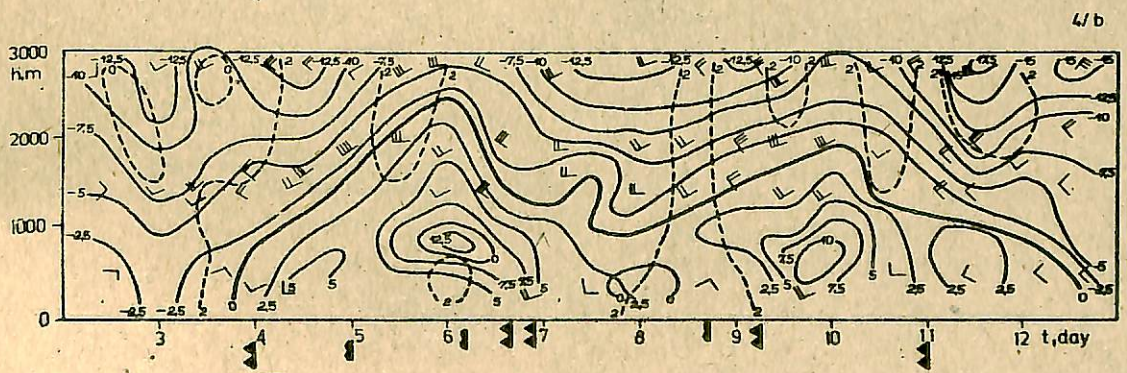


Fig. 4. Vertical time sections of temperature, saturation deficit and wind for the period February 2–12, 1970

a/ Ushorod

b/ Cluj

(Legend as in Fig. 2)

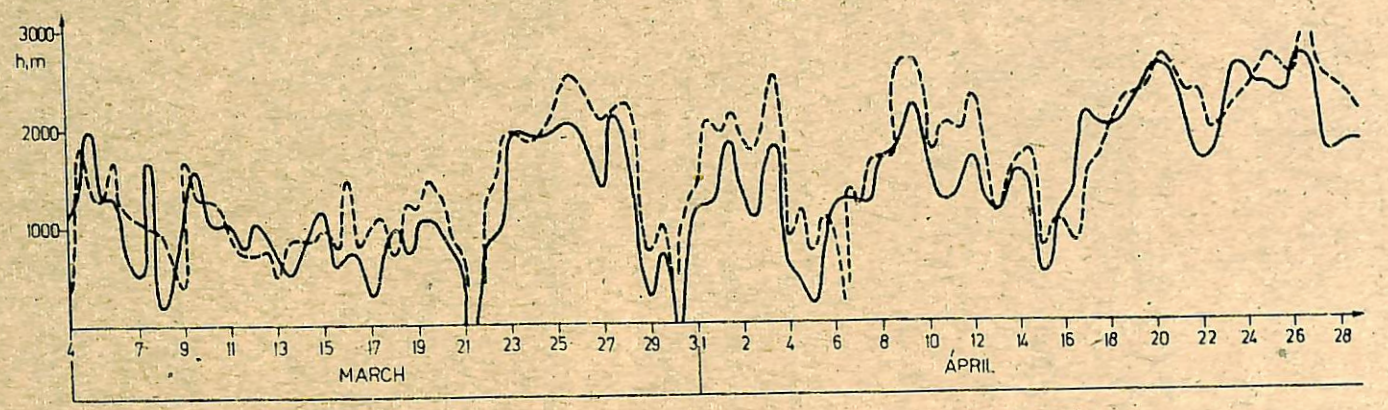
A „0° fokos izoterma magassága 1970. március és április hónapban.

Kolozsvár ---

Ungvár ——

Fig. 5. Variations of the height of the isotherm 0° for the period March 1 — April 30, 1970.

Fat solid line for data from Ushorod, narrow solid line for those from Cluj.



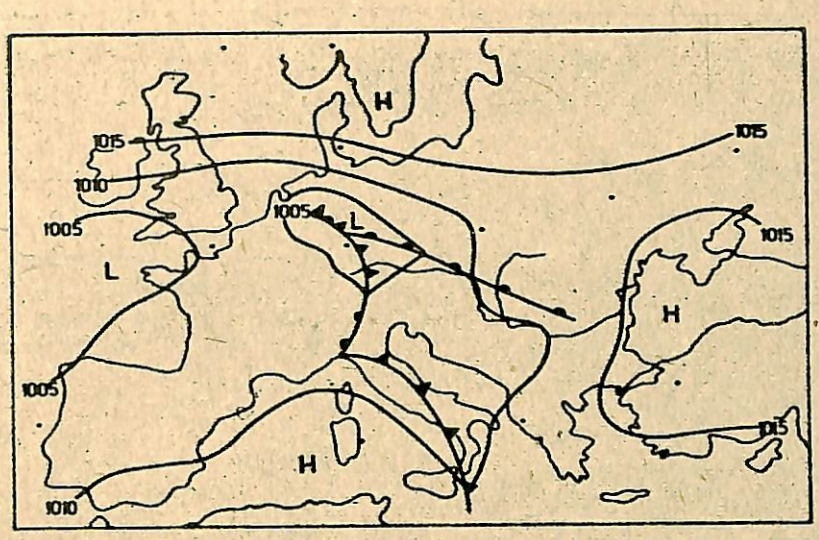


Fig. 6. Schematic weather situation at noon, May 10, 1970.

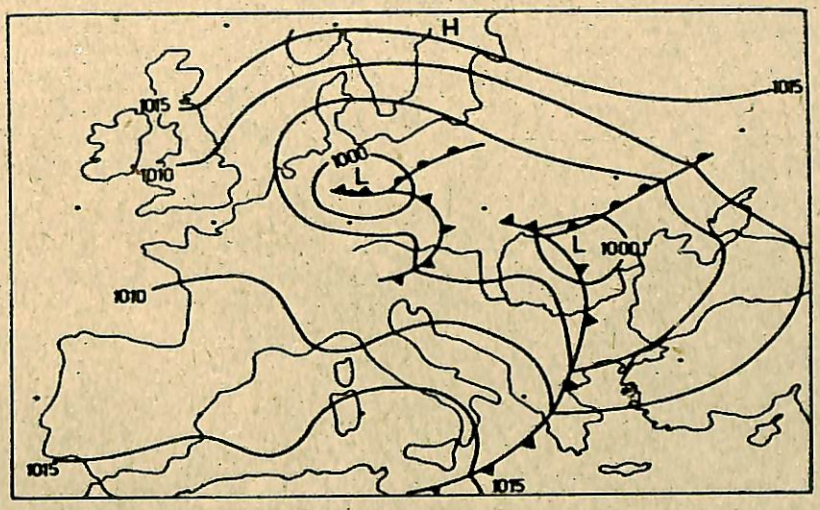


Fig. 7 Schematic weather situation at noon, May 12, 1970.

ПАВОДОЧНАЯ ВОЛНА НА Р.ТИССЕ В 1970 ГОДУ

М.САВИЧ, В.ТОШИЧ

Гидрометеорологический институт СР Сербии,

Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

В период с января по август 1970 г. на р.Тиссе наблюдалось катастрофическое половодье. В докладе анализируется предшествующая и сопровождавшая его синоптическая обстановка и приводятся характерные гидрологические параметры этого явления.

S u m m a r y

In interval from January to August 1970 lasted floods on the Tisa river.

Paper consists of analyses of atmospheric conditions over the region of Panonian lowlands and Karpatian mountains in the period of October 1969 to August 1970, as well as the atmospheric disturbances in the period of January-August 1970. For the hydrologic station Senta the floods had been analysed in the interval Januar-August 1970 with all characteristic parameters.

Z u s a m m e n f a s s u n g

In der Zeit vom Januar bis zum August 1970 dauerte das Hochwasser des Flusses Teiss.

Das Referat darstellt die Analyse der atmosphärischen Vorgänge in den Gebieten Panonien und Karpathen in der Zeit vom Oktober 1969. bis zum August 1970, sowie die Analyse der Unregelmässigkeiten der atmosphärischen Vorgänge in der Zeit vom Januar bis zum August 1970. Das Referat darstellt die Analyse der Überflutung für die hydrometrische Station Senta /am Teiss/ in der Zeit vom Januar bis zum August 1970, mit allen charakteristischen hydrologischen Parameter.

Анализ термодинамических условий атмосферы над территорией Панонской низменности и Карпат в период с октября 1969 г. по август 1970 г.

Анализ метеорологических данных территории Европы показывает, что в период с октября 1969 г. по август 1970 г. имели место благоприятные условия для преобладания циклонической деятельности над Балканским полуостровом и средней Европой; хронологический обзор карт погоды показывает сохранение в течение указанного периода определенных термических условий в атмосфере в данной части Европы. Большая повторяемость циклонов при преимущественном их перемещении над Балканским полуостровом и средней Европой обусловила выпадение обильных осадков, наиболее интенсивных на территории Балканского полуострова, Панонской низменности, Карпат и Румынии.

Анализ синоптических карт показывает, что в октябре состояние атмосферы над большей частью средней Европы, Балканским полуостровом, Панонской низменностью и Карпатами характеризовалось преимущественно антициклониальным барическим полем, и циклоны перемещались севернее Карпат. Таким образом, атмосферная циркуляция в данном месяце была неблагоприятной для выпадения осадков в бассейне р.Тиссы. Месячная сумма осадков в области Карпат составила около 25 % нормы. В ноябре основной очаг циклонической деятельности сместился еще более к северу от рассматриваемого района, а именно на Скандинавию. Балканский полуостров, Панонская низменность и Карпаты находились под воздействием небольших атмосферных вихрей. Средняя величина давления воздуха в этой области за ноябрь была примерно 1010–1015 мб, т.е. рассматриваемый район находился в зоне отрицательных аномалий давления порядка от 0 до 5 мб. Согласно данным относительной топографии изобарических поверхностей, которая дает указание на термическое состояние слоя атмосферы, указанная область находилась в теплой и сухой воздушной массе. Однако температура воздуха приземного слоя была ниже нормы в течение всего ноября. Центр очага теплого воздуха находился к северо-востоку от Карпат, а четвертая изотерма этого очага охватывала большую область от Белграда до Центральных частей СССР, проходя через Карпаты. Нулевая изотерма проходила по западному берегу континента. Как видно из рассмотренного, условия для выпадения обильных осадков в области Карпат в ноябре продолжали быть неблагоприятными.

К концу ноября и в начале декабря характер атмосферной циркуляции начал существенно меняться. В период 25–28 ноября впервые за указанные месяцы имело место развитие циклонической деятельности в области Альп и Кварнерского залива с тенденцией медленного перемещения циклона в направлении восток-северо-восток (рис.4).

Распределение среднего давления воздуха за декабрь убедительно свидетельствует о значительных изменениях в характере атмосферной циркуляции в области Средиземного моря, Балканского полуострова, Панонской низменности и Карпат. Вся эта часть континента в декабре была под воздействием циклонической деятельности с центром ее над Тирренским морем. Это иллюстрируется очагом замкнутых изобар 1010 и 1015 мб на картах среднего давления за декабрь, при этом давление в районе данной области характеризовалось отрицательным отклонением от нормального на 7–8 мб. В области Панонской низменности и Карпат аномалии находились в пределах 0–5 мб. Этот атмосферный вихрь больших размеров прослеживался на больших высотах, так что можно говорить о существовании очень благоприятных циркуляционных и термических условий для обильных осадков на большей части южной Европы. В течение этого месяца большую часть западной и центральной Европы занимал холодный воздух. Нулевая изономала (на картах аномалий температуры воздуха) проходила через Грецию и Болгарию, по берегу Черного моря, че-

рез южные части Советского Союза до южных отрогов Урала. На большей части Европы, включая Панонскую низменность и Румынию, средняя месячная температура воздуха была равна нулю, а ее аномалия характеризовалась отрицательным знаком при значительно большой величине.

Месячные суммы осадков в декабре (рис.5) были значительно выше нормы на всей территории Балканского полуострова, Панонской низменности, и особенно в области Карпат и Румынии, где они достигали 200 % нормы. Учитывая, что на большей части Карпатской области средние месячные температуры нижних слоев воздуха оказались около нуля и даже ниже его, осадки в основном были в виде снега. На рис.4 видно, что центром циклонической деятельности можно считать Югославию и Румынию. Самое большое количество осадков (в виде снега) было вызвано прохождением циклона в начале месяца и в период с 18 по 22 декабря.

Согласно проведенному анализу состояния атмосферы в период октябрь-декабрь можно выделить некоторый характерный период (25-28 ноября), циркуляцию которого можно рассматривать как тенденцию (указание) на последующий характер термобарического поля в декабре над большей частью южной и средней Европы, а также и на соответствующее географическое распределение осадков в этом месяце, т.е. конец ноября можно считать началом влажного зимнего периода с очень обильными осадками. В связи с тем, что термическое состояние атмосферы обусловливало аккумулирование осадков в виде снега, рассмотренная ситуация являлась угрожающей в отношении последующего разлива реки.

Приложение: рис.I, 2, 3, 4 и 5.

Циклоническая атмосферная циркуляция в период январь-август 1970 г. и ее роль в формировании запасов воды в бассейне р.Тиссы

Синоптическая ситуация в январе 1970 г. по отношению к декабрю несколько изменилась. Главный очаг циклонической деятельности сместился несколько к западу, вследствие чего условия для осадков оказались иными по сравнению с условиями, которые доминировали в декабре.

В начале месяца над рассматриваемой территорией периодически появлялись вторичные циклонические центры, которые перемещались через Панонскую низменность и Карпаты преимущественно на северо-восток. Однако после этого краткосрочного улучшения условий, обеспечившего уменьшения осадков, в середине месяца началось бурное развитие циклонической деятельности над южной Европой и затем долгое время имело место стационирование центров циклонов над Грецией. Таким образом, создавшиеся весьма благоприятные условия за короткий промежуток времени дали значительную прибавку осадков в рассматриваемом районе, в особенности в области Карпат и румынской части бассейна Тиссы. Вся Панонская низменность, область Карпат и Румынии была под влиянием холодного воздуха. Средняя месячная температура воздуха за январь была отрицательной, что обусловило задержание осадков в виде снежного покрова. Однако внутри месяца температура воздуха сильно менялась. Значительное влияние на поступление воды на водосбор реки Тиссы оказала волна тепла во второй декаде января, когда температура воздуха оказалась значительно выше нуля над большой территорией. Этот период оттепели можно считать началом таяния снега в области Панонской низменности и Карпат, что хорошо соответствует первой волне подъема уровня воды на р.Тиссе, измеренном на водомерном посту Сента. Сумма осадков за январь, как и за декабрь в области Карпат достигала 200 % нормы, а в области Панонской низменности осадки были в пределах нормы.

В течение февраля циклоническая деятельность доминировала в Европейской части континента, но центр ее находился в районе Ирландии. Юг Европы также находился под воздействием циклонической деятельности. Над Балканским полуостровом, Панонской низменностью и Карпатами в основном преобладало низкое давление воздуха в среднем в пределах от 1010 до 1013 мб. Иными словами, в этой части Европы среднее давление за февраль было ниже нормального на 5-8 мб. Это свидетельствует о том, что в течение февраля были благоприятные условия для более частого появления циклонических образований, с чем связано в свою очередь наличие термических условий, обеспечивающих обильные осадки. Средняя месячная температура воздуха была ниже нуля почти по всей длине р.Тиссы. Однако волна тепла, начавшаяся в начале февраля и длившаяся около 15 дней, оказала существенное влияние на приток воды в бассейн Тиссы от таяния снега. Кроме того во время оттепели имело место поступление воды за счет выпадения обильных дождей над всей территорией Панонской низменности и Карпат.

Месячное количество осадков за февраль в области Карпат составляло около 200 % нормы. Из всех периодов с циклонами в течение месяца особенно характерным и значительным по количеству осадков в области Карпат был период от 24 февраля до 6 марта 1970 г.; циклоны в этот период были наиболее глубокими и вызвали обильные осадки.

Барическое поле в большей части Европы и особенно в области Балканского полуострова, Панонской низменности и Карпат не изменилось и при переходе к марту. Давление воздуха было в основном ниже нормального на несколько мб. Вместе с тем термические условия в течение марта претерпели некоторые изменения, особенно в области Панонской низменности, Карпат и Румынии. Холодный воздух находился преимущественно западнее 20-го меридиана, а восточнее имело место значительное потепление. Поэтому средняя месячная температура воздуха равнялась

3-5° выше нуля. Такое термическое состояние атмосферы привело к постепенному таянию снега, аккумулированного в течение зимних месяцев. В марте температура в общем повысилась и, очевидно, это обусловило постоянную водоотдачу из снега, в особенности в конце месяца, когда температура воздуха была существенно выше нуля. Кроме такого постоянного поступления воды в бассейн р.Тиссы от таяния снега, в последующее время выпадали дожди. В марте месячная сумма осадков превышала 200 % на всей карпатской области, включая Румынию и Панонскую низменность.

В апреле термобарическое состояние атмосферы существенно не отличалось от состояния в марте, но осадков было несколько меньше: в Панонской низменности они были около нормы, а в области Карпат, включая и большую часть Румынии – меньше, чем в марте, но все же несколько больше нормы. Таким образом, термическое состояние атмосферы и в апреле продолжало оставаться благоприятным для таяния снега в горных областях Карпат.

В мае атмосферная циркуляция почти не изменялась по сравнению с синоптическими условиями, преобладавшими в течение нескольких месяцев над большей частью Европы, в особенности в средней и южной ее частях. Более того, условия для выпадения осадков в области Панонской низменности, Карпат и Румынии в мае стали более благоприятными, поскольку здесь доминировала, в основном, циклоническая деятельность, обусловившая дождливую погоду. Наиболее характерными были периоды: 1-6 мая с циклонической деятельностью и перемещением циклонов через Панонскую низменность к северо-востоку, 12-15 мая с таким же сильным циклоническим вихрем, перемещающимся немного севернее Альп, через Карпаты (рис.6, 7, 8, 9), где произошло его углубление при медленном перемещении к востоку. Этот циклон вызвал сильные осадки, обусловившие приток воды в Тиссу, особенно значительный в области Карпат.

Сумма осадков за май превышала 200 % нормы, и только в области Панонской низменности наблюдалось значительно меньшее количество осадков, не превышающее 50 % нормы; вместе с тем имело место значительное поступление воды в Тиссу, особенно в ее верхнем течении.

Состояние атмосферы в июне над большей частью Европы несколько изменилось по сравнению с предыдущими месяцами, однако благоприятные условия для осадков в области Карпат были в течение первой и второй декад, так что месячная сумма осадков и в июне была около нормы. Принимая во внимание изменение барического поля над большей частью Европы, можно отметить, что циклонические вихри перемещались в другом направлении и холодный воздух в основном поступал с севера и северо-востока. Такая атмосферная циркуляция обусловила еще более обильные осадки, имевшие характер ливней в Румынии и области Карпат. Наиболее характерным был период с 10 по 16 июня, когда наблюдалось интенсивное углубление циклона при перемещении его через Карпаты (рис.10, 11, 12).

В первые 20 дней июля атмосферная циркуляция была достаточно благоприятной для обильных осадков в области Панонской низменности и Карпат. Однако, в начале месяца осадки были незначительными вследствие прохождения более слабых фронтальных систем; в этот период уровень воды Тиссы у Сента быстро снижался. Наиболее значительное количество осадков вызвал циклонический вихрь 17-20 июля. Под влиянием этих осадков на Тиссе снова начался подъем уровня воды. Месячная сумма осадков в июле была около нормы.

Над Средиземным морем преобладало высокое давление воздуха. В целом атмосферная циркуляция над средней Европой имела преобладающую компоненту с запада на восток и только периодически были небольшие нарушения.

В августе над большей частью Европы устанавливается высокое давление воздуха и условия погоды в средней Европе улучшаются. Высотные потоки преимущественно западные. Циклонические вихри в области Панонской низменности наблюдались редко; они перемещались, в основном, севернее Альп и Карпат.

Вследствие отмеченного в течение августа осадков выпало небольшое количество: месячная их сумма в Карпатской области составляла 50 % нормы. Следует отметить, что несмотря на кажущуюся на первый взгляд стабилизацию атмосферной циркуляции, в августе периодически появлялись вторичные циклонические образования в области Альп, Панонской низменности и Карпат, из которых самые значительные были в период с 9 по 13, 18, и в период с 21 по 26 августа и которые вызвали изменения уровня воды реки Тиссы.

Низкий циклон, который сформировался 9 августа с центром в области Адриатического моря, перемещался весьма медленно, т.е. был почти стационарным. Он обусловливал локальные грозы, в области Альп, Динарских гор и в Северной части Италии. С другой стороны, новое вхождение холодного воздуха из северных частей Европы постепенно охватило западные части Средиземного моря, и обусловило регенерацию и смещение до того неподвижного циклона. Его траектория проходила через Панонскую низменность и Карпаты, что вызвало здесь грозы с проливными дождями. Холодный воздух, поступивший на территорию Карпат за достаточно активным холодным фронтом, смещавшимся с северо-запада, обусловил обильные ливневые осадки, выпавшие в области Карпат 12 августа. Лишь 13 августа началось смещение циклонического вихря к востоку- северо-востоку, но условия для выпадения осадков продолжали оставаться благоприятными, особенно в послеполуденные часы. Этот период с осадками оказал большое влияние на уровень воды в Тиссе, о чем свидетельствует ход уровней на водомерном посту Сента в конце второй декады августа.

Вследствие прорыва холодного воздуха с северо-

востока через Панонскую низменность и Карпаты 18 августа сформировалась слабая волна на фронте в северной части Адриатического моря (рис.13). В течение 19 августа эта волна смещалась на юго-запад, создавая слабое циклоническое поле над Карпатами (рис.14). Влияние этой волны было кратковременным, поэтому оно не вызвало значительного подъема уровней воды. Новое вторжение холодного воздуха 21 августа обусловило формирование волны снова в северной части Адриатического моря, которая медленно смещалась через Динарские горы, Панонскую низменность и Карпаты к северо-востоку, так что только 23 августа центр циклона был над Карпатами, а 24 августа этот циклон заполнился, но условия для выпадения осадков были благоприятными до 26 августа. Это обусловило подъем воды на реке Тиссе (рис.15).

Приложение: рис.6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 и 14.

Гидрологическая характеристика паводков 1970 года

Наивысшие уровни воды на р.Тиссе, обычно наблюдаются в апреле. За 75 лет наблюдений в 29 годах они отмечены в апреле (39 % случаев) и в 13 годах – в марте.

В 1970 г. наивысший уровень воды следовало ожидать в апреле и, как видно из рис.15, такой уровень воды (802 см) был 24-го апреля, а затем начался спад, продолжавшийся до 15-го мая, когда уровень достиг самого низкого значения (710 см). Сильные осадки (и таяние снега), выпавшие в бассейнах рек Самош и Марош (левых притоков Тиссы) 12, 13 и 14 мая, когда в бассейне р.Самош за три дня выпало в среднем 49 мм, а максимальное их количество составило 71–74 мм (рис.9.1), вызвали новый подъем уровней воды. Подъем продолжался в мае и в первых числах июня, когда уровень воды достиг максимума (907 см). Начавшийся спад, продолжался до 14 июня, затем он сменился подъемом вследствие дождей, которые выпали в бассейнах Самоша, Мароша и Кереша 10, 11 и 12 июня. В эти три дня на всем водосборе Тиссы до Сента выпало в среднем 42,3 мм осадков (рис.12.1), а максимальные осадки достигли в отдельных пунктах 71 и 83 мм. Другие осадкомерные пункты отмечали 40–60 мм осадков.

Особенно характерным было 11 июня (рис.11.1), когда на всем водосборе выпало 22,3 мм, а в некоторых пунктах – 50–63 мм. Самош, Кереш и Марош, будучи самыми большими притоками р.Тиссы, в случае совпадения на них паводков дают катастрофический паводок, представляющий опасность на всем протяжении реки как на территории Венгрии, так и на территории Югославии.

Анализ наивысших годовых уровней за 75 лет для водомерного поста Сента показывает, что высота этих уровней в последние 50 лет увеличились почти на 20 см по сравнению с предшествующими наблюдениями (рис.16).

Средний максимальный уровень воды составлял в период 1897–1916 гг. – 609 см, в период 1921–1946 гг. – 632 см и в период 1946–1970 гг. – 622 см над нулем графика водомерного поста.

Повышение уровней воды обусловлено влиянием гидротехнических сооружений на реке и не является следствием воздействия естественных факторов (увеличения осадков).

Наивысшие уровни на водомерном посту Сента

Года	Максимальный уровень (над нулем графика), см	Абсолютные отм., м
1895	874	81,54
1932	886	81,66
1970	907	81,87

Высокие уровни воды в 1970 г. отличались большой продолжительностью стояния (рис.17). Ниже показаны продолжительности стояния некоторых значений высоких уровней воды.

Максимальные уровни, см	Абс.отметки, м	Продолжительность стояния уровня, дней
880	81,60	7
860	81,40	16
840	81,20	23
820	81,00	37
800	80,80	41
780	80,60	53
760	80,40	63
740	80,20	75
720	80,00	86
700	79,80	92

Из приведенных данных видно, что, например, уровни воды 840 см имели продолжительность 23 дня, 820 см – 37 дней и 800 см – 41 день.

Такая большая продолжительность стояния высоких уровней обусловила необходимость длительной борьбы с наводнениями. Особенно неблагоприятно это отразилось на дамбах, которые начали фильтровать и в некоторых пунктах произошел их прорыв. Вероятность наивысших уровней воды на Тиссе в 1970 г. оценена по методу Й.Стефана. Обеспеченность уровней воды р.Тиссы у Сента (площадь водосбора 141715 км^2) приведена в следующей таблице.

Обеспеченность, %	0,01	0,1	1	10	50
Наивысший уровень воды, см	1200	1089	964	802	620

Из рис.18 видно, что наивысший уровень воды в 1970 г. (907 см) наблюдается один раз в 85 лет.

Параллельно со статистической обработкой уровней воды обработаны и данные о расходах воды этого же водомерного поста. На рис.19 дана кривая расходов воды для всего периода наблюдения.

Кривая расходов воды имеет петли как в период подъема, так и спада.

Из-за недостаточного числа измерений на подъеме половодья расходы воды вычислены без учета петель. Наивысший уровень 1970 г. - 907 см соответствует расходу воды Тиссы у Сенты 3550 м^3/сек. Вероятность расходов (рис.20) оценивается следующими цифрами.

Обеспеченность, %	0,01	0,1	1	10	50
Наибольшие расходы воды, м^3/сек	5900	4980	4040	3040	2140

Модули стока бассейна Тиссы до Сента следующие:

Обеспеченность в %	Модуль стока, л/сек км^2
0,01	41,6
0,1	35,1
1	28,7
10	21,5
50	15,1

Зависимость половодья на Тиссе от площади водосбора не прямолинейная, модуль максимального стока уменьшается с увеличением площади водосбора по экспоненте.

Выводы

За весь период наблюдений на Тиссе у Сента не было расходов уровней воды выше наблюденного первого июня 1970 г.

Такие уровни воды (907 см) и расходы воды (3550 м^3/сек) наблюдаются один раз в 85 лет.

Уровни и расходы воды 1 % обеспеченности для водомерного поста Сента равны соответственно 964 см и 4040 м^3/сек.

Литература

1. А.А.Лучшева. Практическая гидрология.
2. Вуица Йевджевич. Гидрология.
3. Союзная гидрометеорологическая служба: Общий перечень вод Югославии.
4. Союзная гидрометеорологическая служба: Гидрология реки Савы.

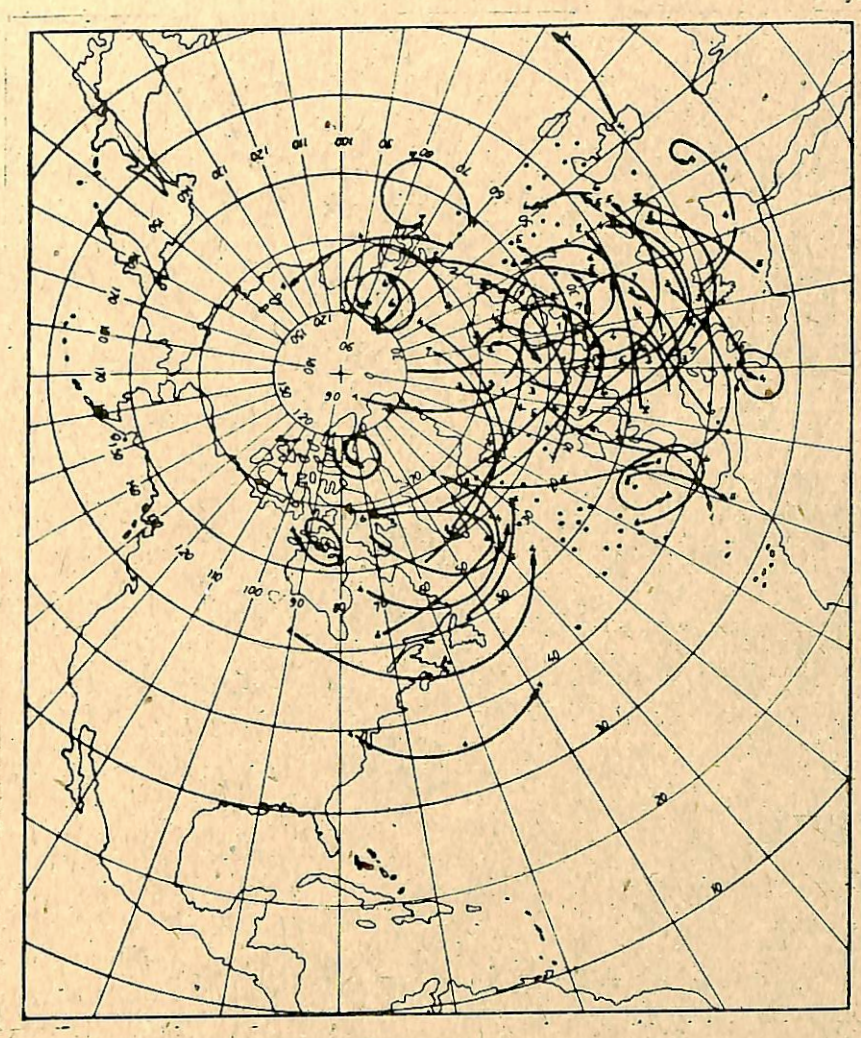


Рис.I. Географическое положение центров антициклонов (точки) и траекторий циклонов (сплошные линии) в январе-июле 1970 г.

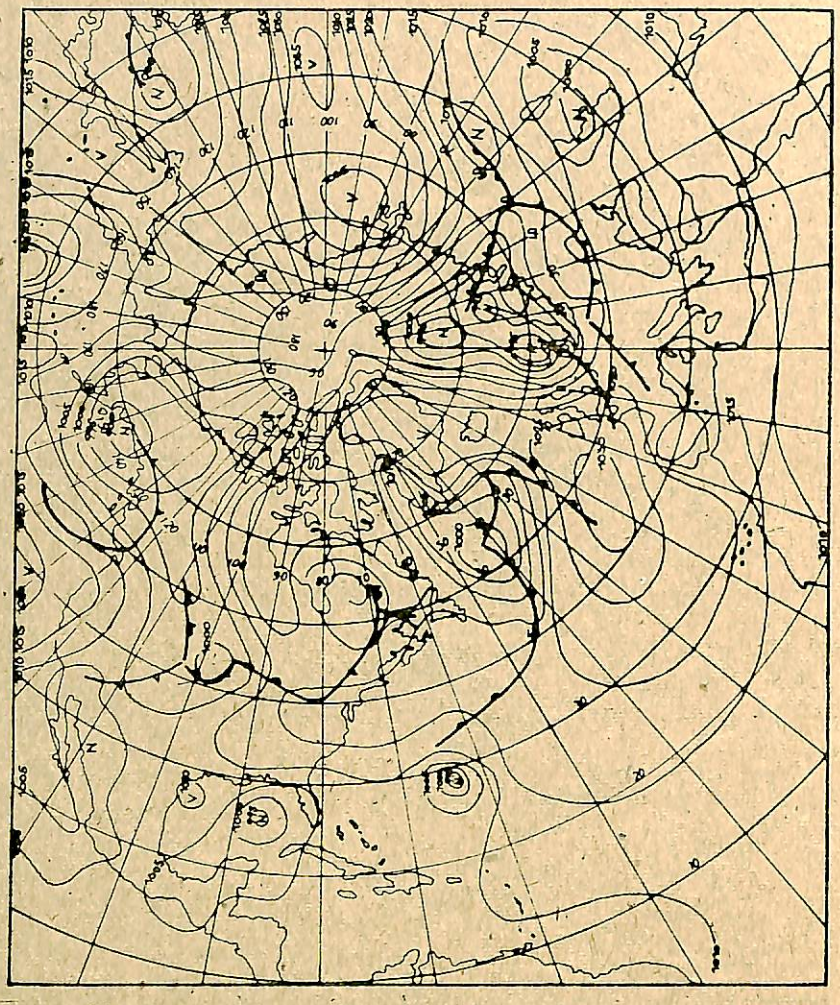


Рис.2. Синоптическая ситуация I октября 1969 г.

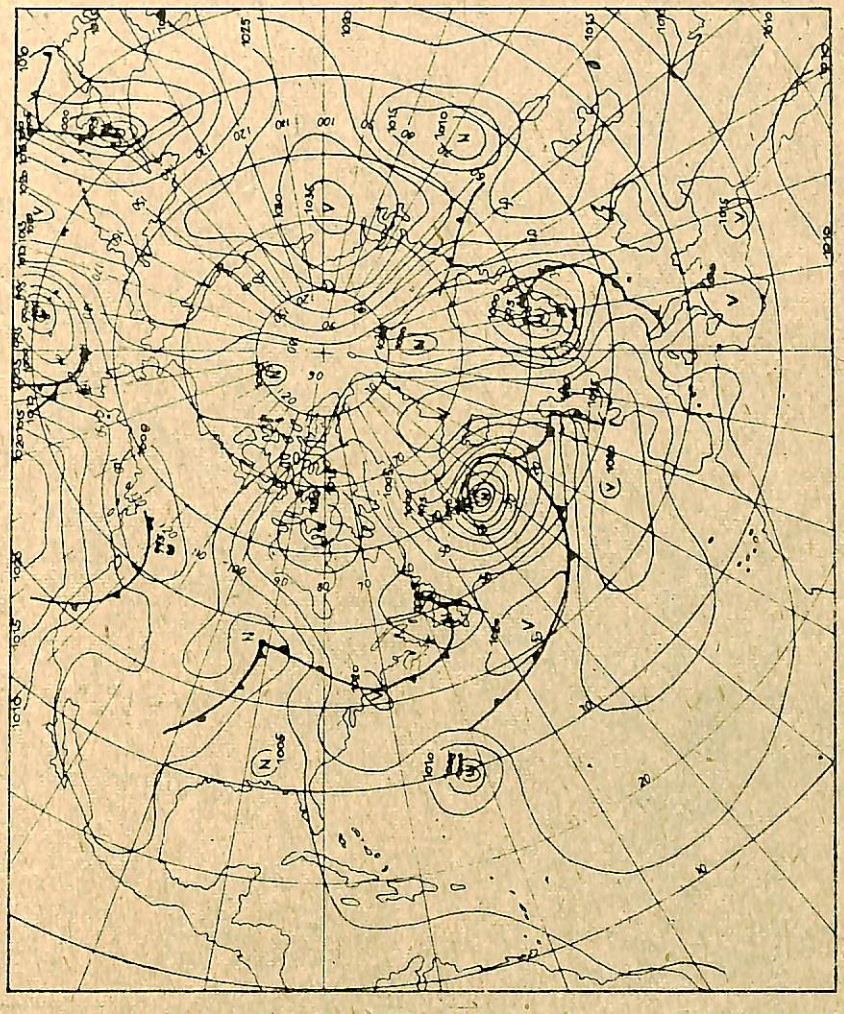


Рис.3. Синоптическая ситуация 2 октября 1969 г.

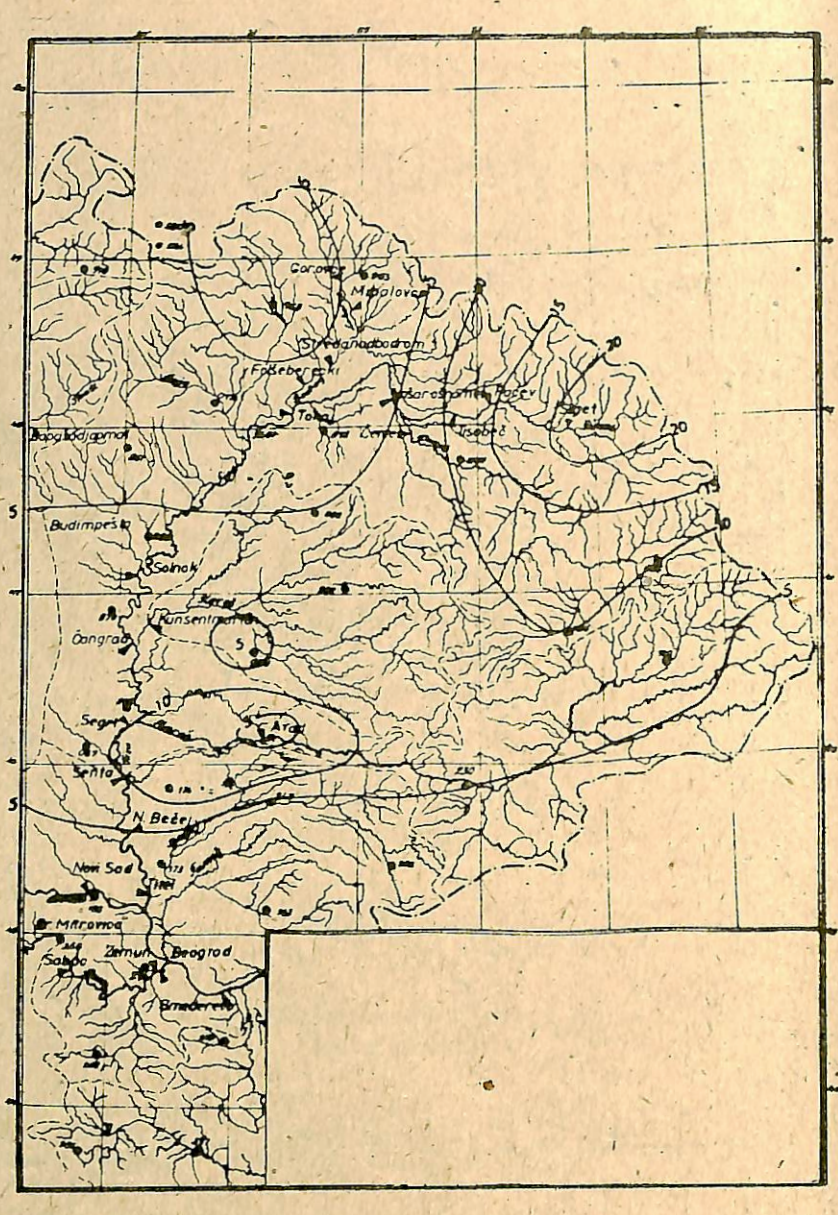


Рис.3.1. Карта сумм осадков (мм), выпавших в бассейне р.Тиссы 1 и 2 октября 1969 г.

—·— – граница водосборной площади р.Дунай;

——— – границы отдельных водосборных площадей;

▼ – водомерный пост;

● – метеорологическая станция.

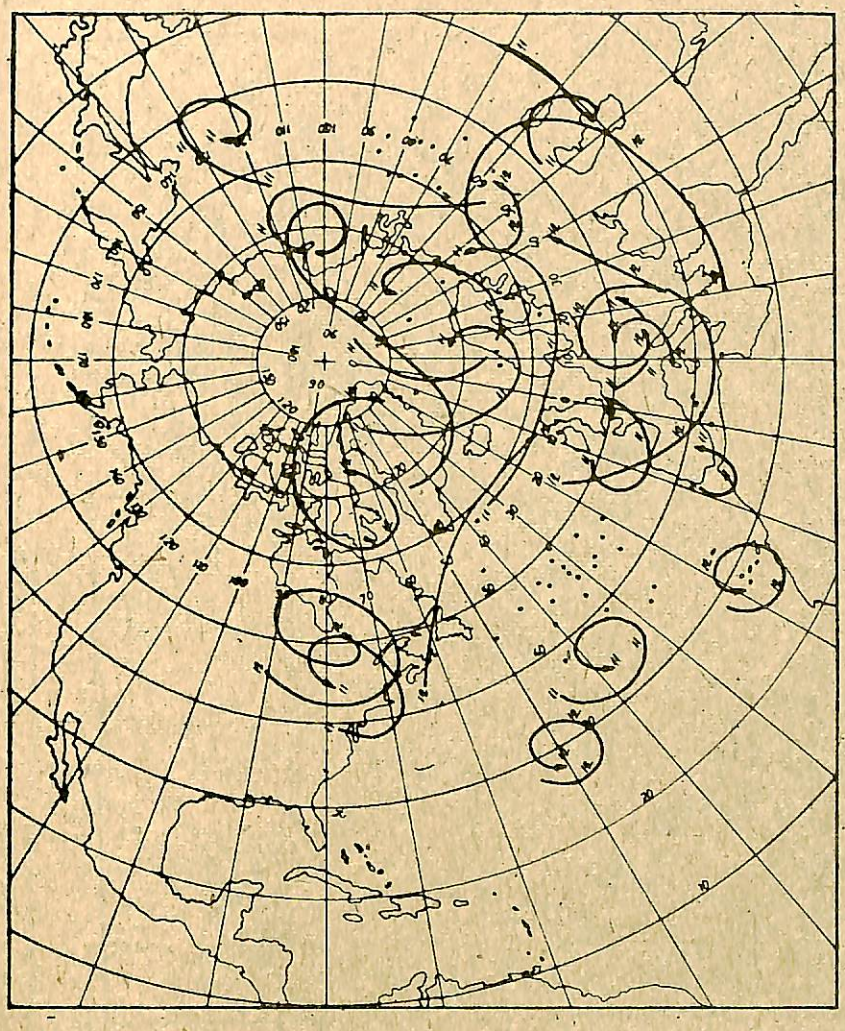


Рис.4. Географическое положение центров антициклонов (точки) и траекторий циклонов (сплошные линии) в декабре 1969 г.

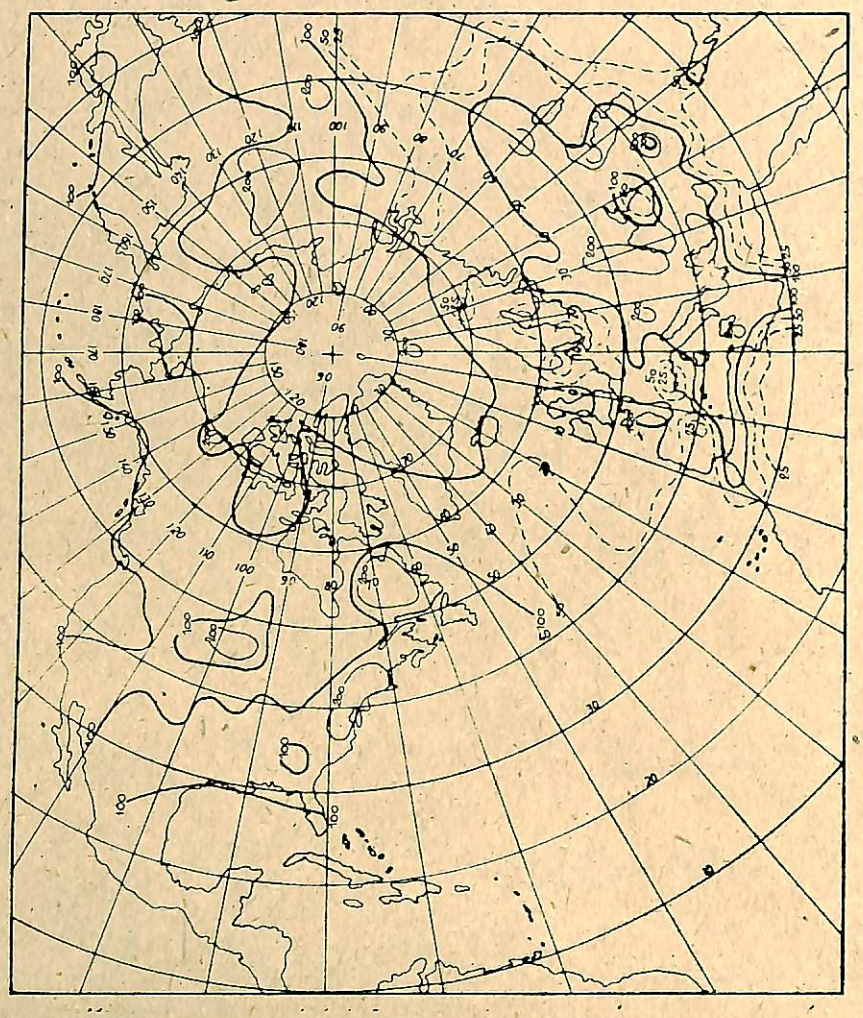


Рис.5. Месячная сумма осадков в процентах нормы (за период 1931–1960 гг.) в декабре 1969 г.

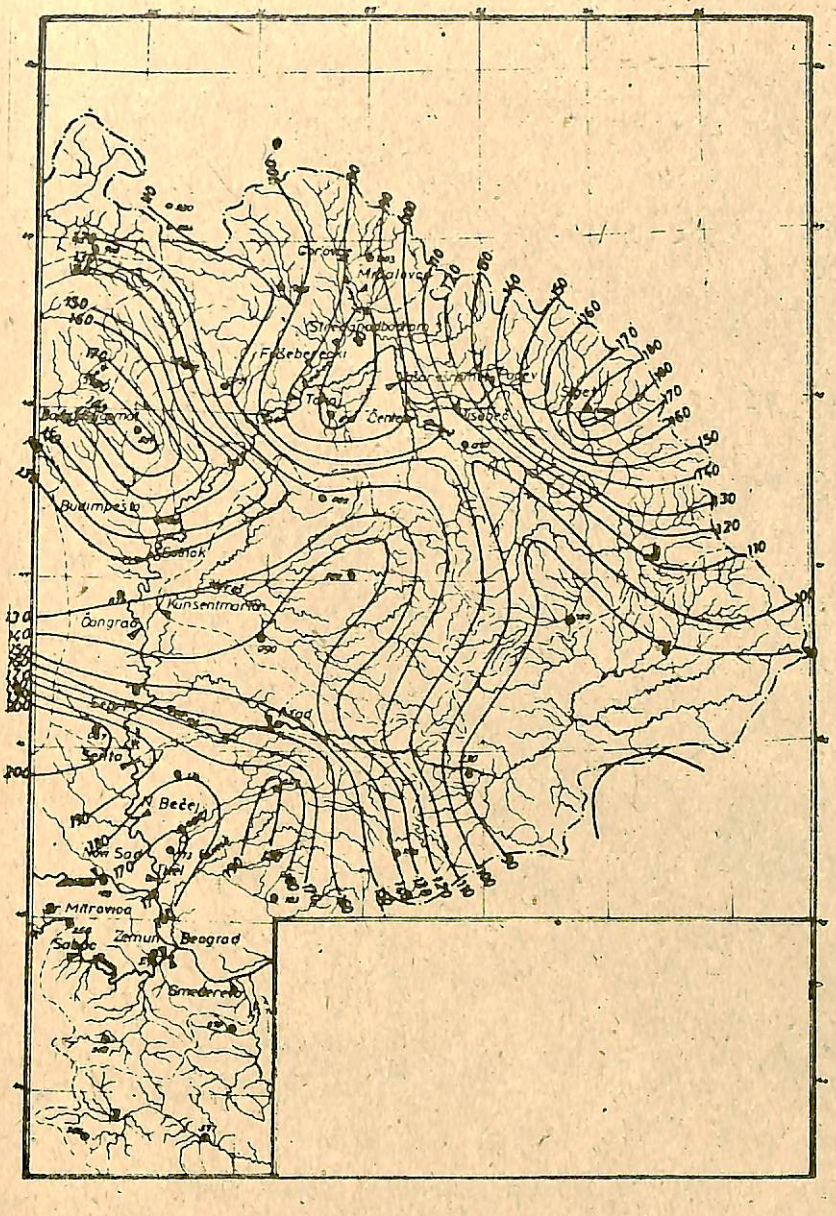


Рис.5.I. Карта сумм осадков (мм), выпавших в бассейне р.Тиссы в октябре-декабре 1969 г.

—·— – граница водосборной площади р.Дунай;
— — — – границы отдельных водосборных площадей;
▼ – водомерный пост;
● – метеорологическая станция.

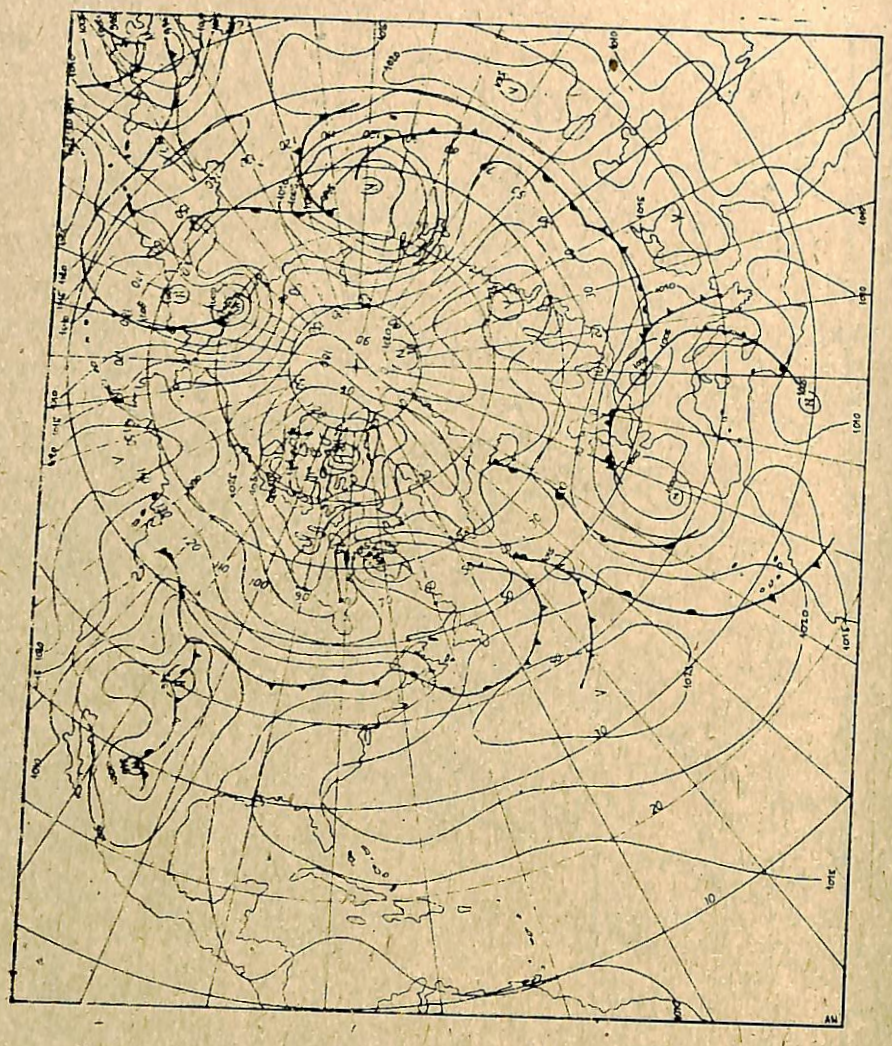


Рис.6. Синоптическая ситуация 11 мая 1970 г.

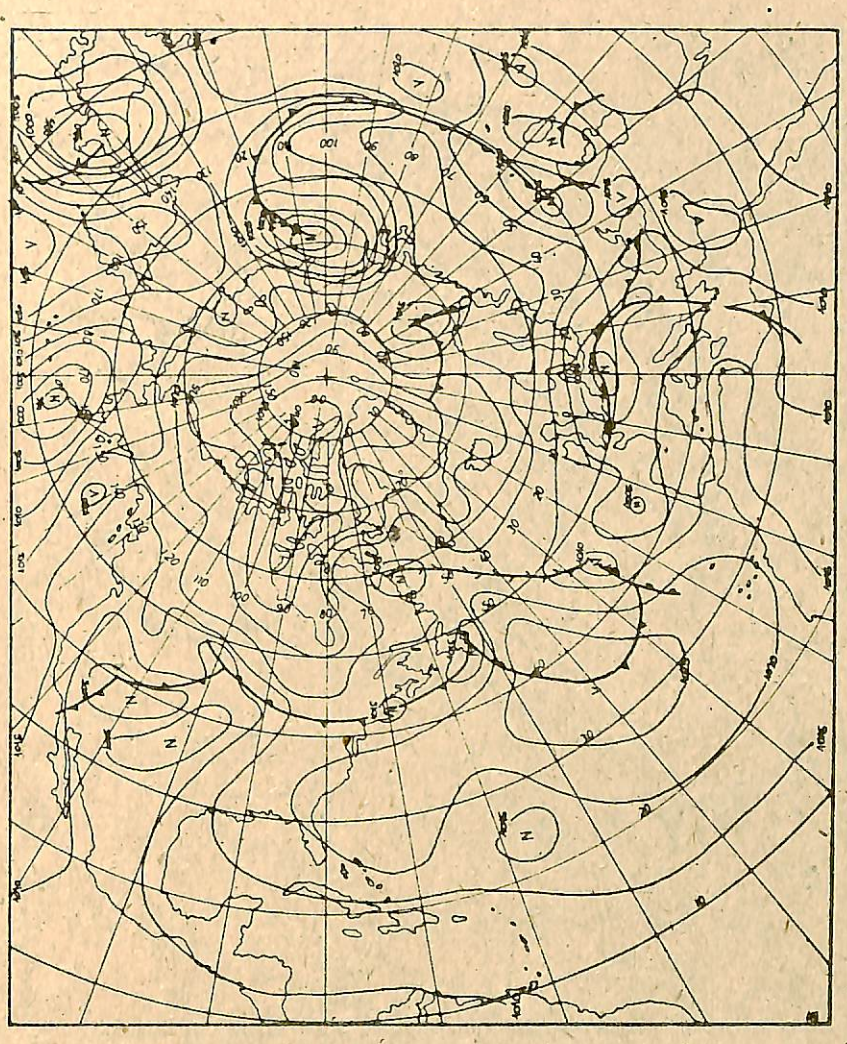


Рис.7. Синоптическая ситуация 12 мая 1970 г.

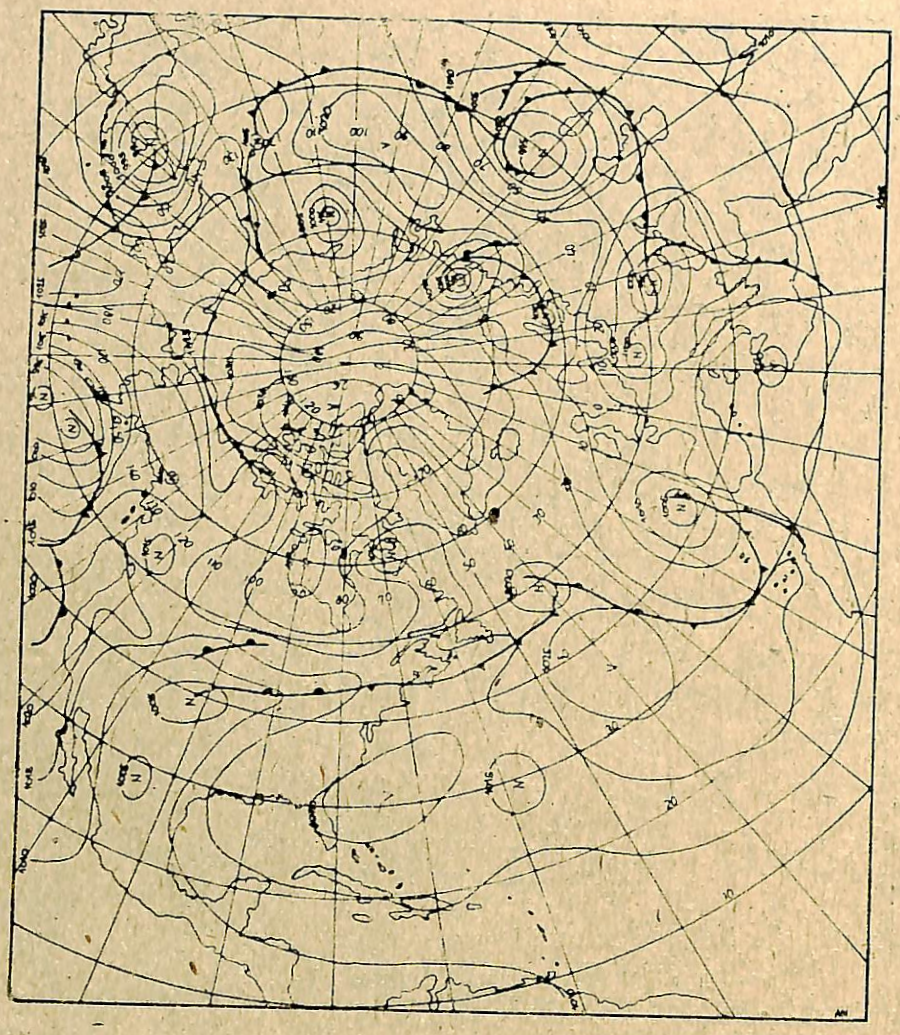


Рис.8. Синоптическая ситуация 13 мая 1970 г.

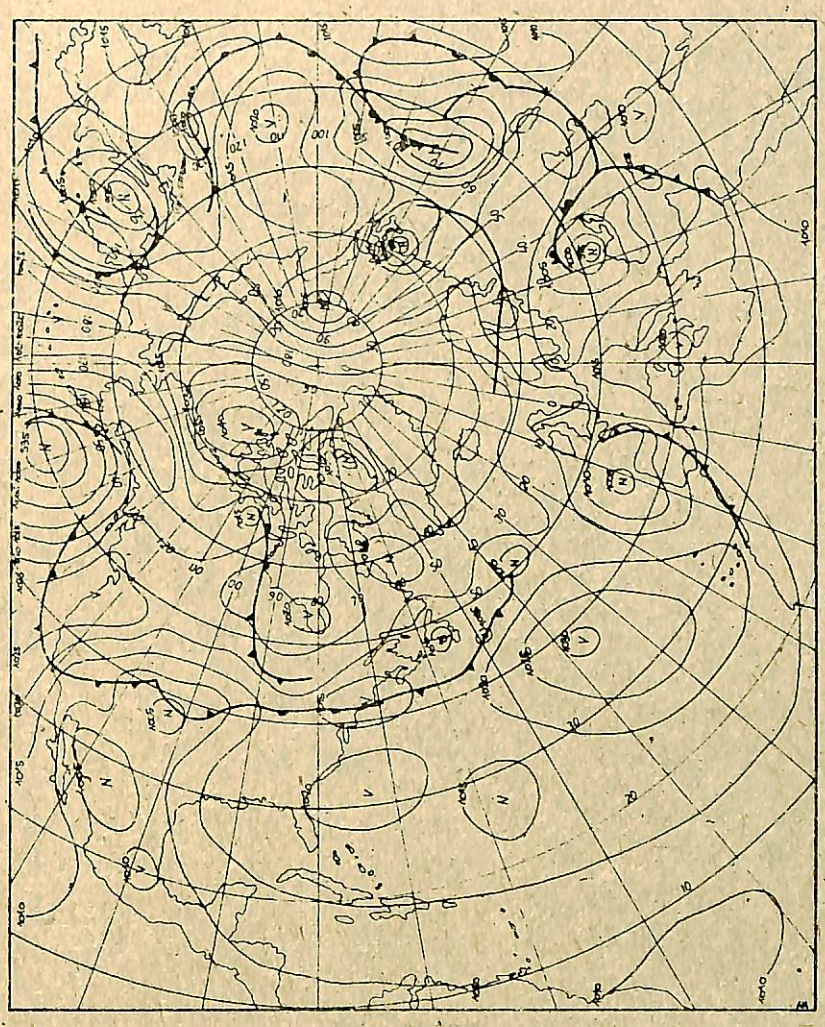


Рис.9. Синоптическая ситуация 14 мая 1970 г.

РИС 9.1

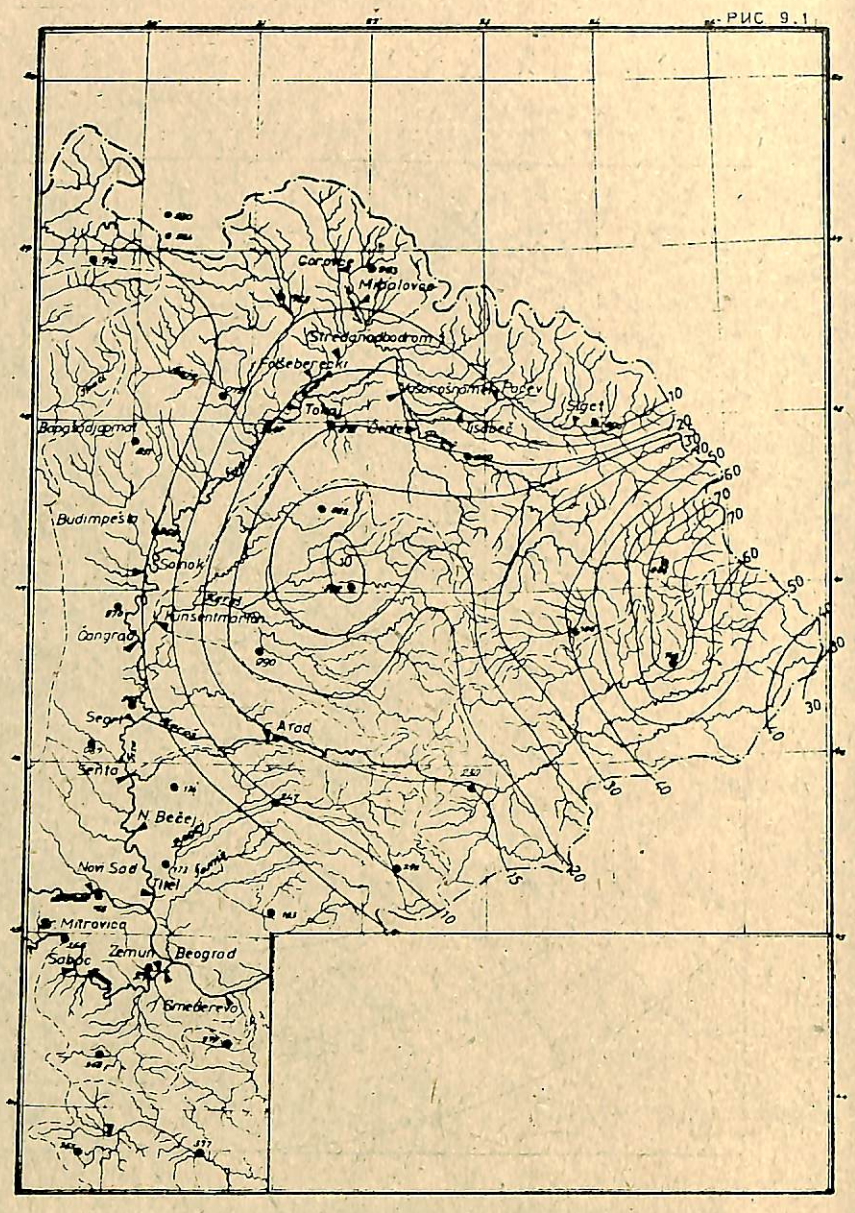


Рис.9.I. Карта сумм осадков (мм), выпавших в бассейне р.Тиссы I2-I4 мая I970 г.

—·— – граница водосборной площади р.Дунай;
– – – – границы отдельных водосборных площадей;
▼ – водомерный пост;
● – метеорологическая станция.

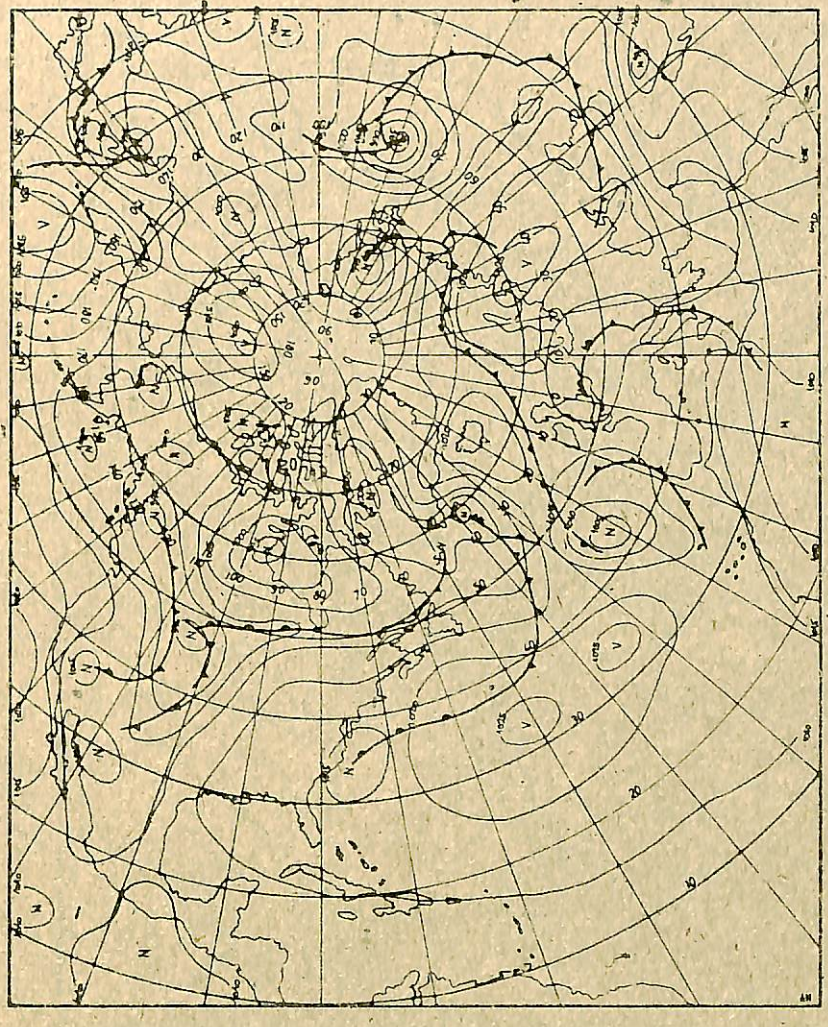


Рис.10. Синоптическая ситуация 10 июня 1970 г.

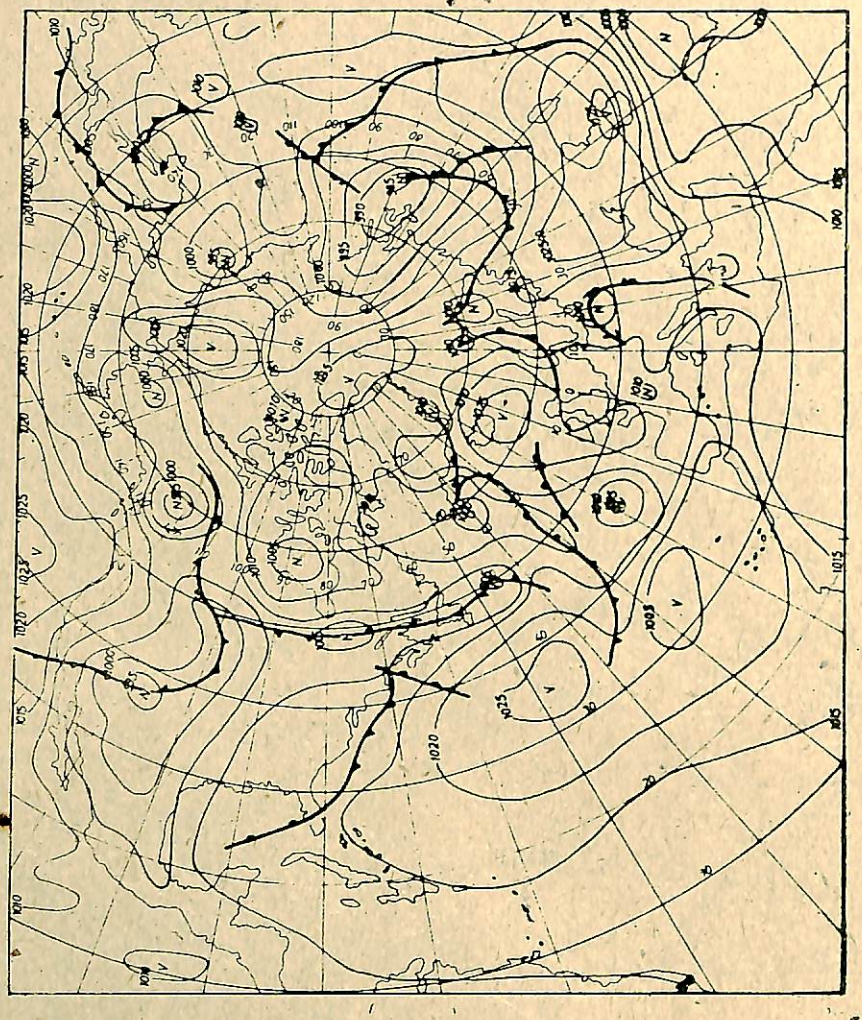


Рис. II. Синоптическая ситуация II июня 1970 г.

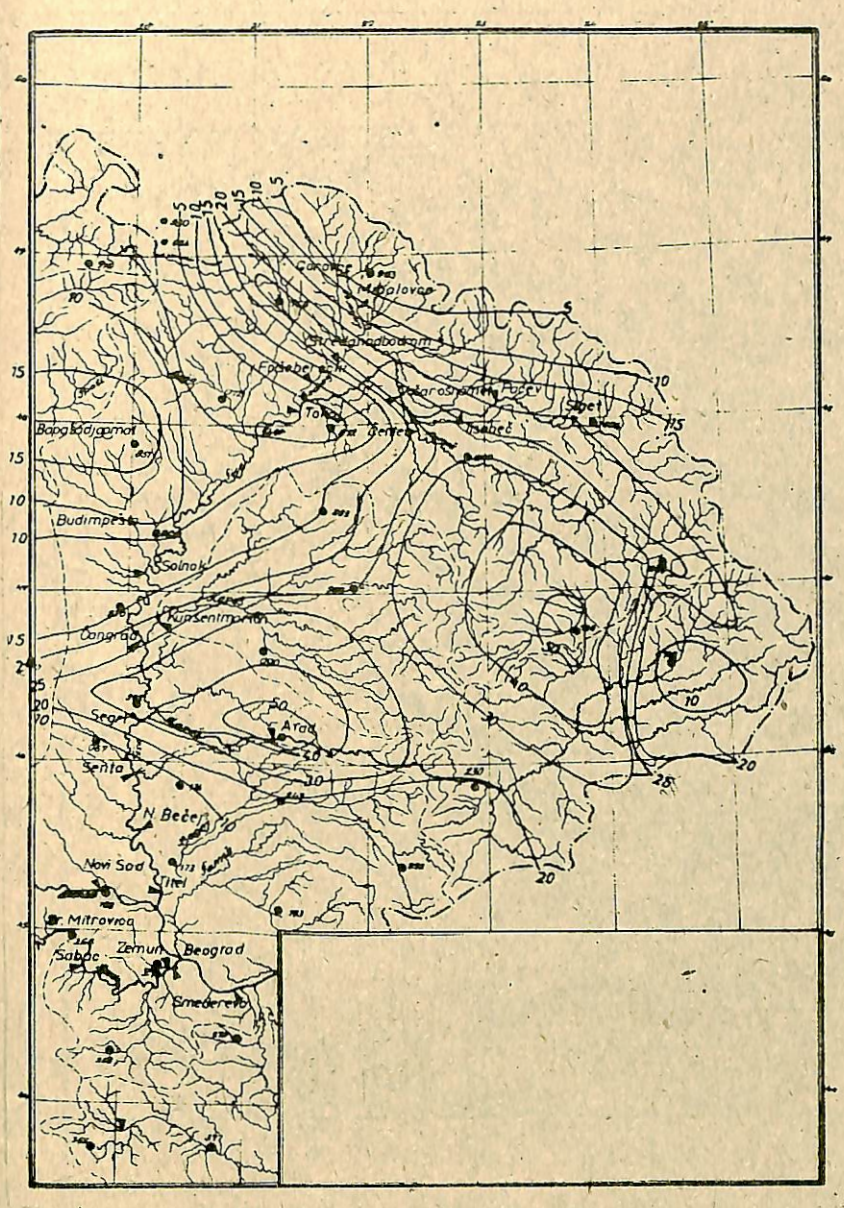


Рис.II.I. Карта сумм осадков (мм), выпавших в бассейне р.Тиссы 11 июня 1970 г.

—·— – граница водосборной площади р.Дунай;
— — — – границы отдельных водосборных площадей;
▼ – водомерный пост;
● – метеорологическая станция.

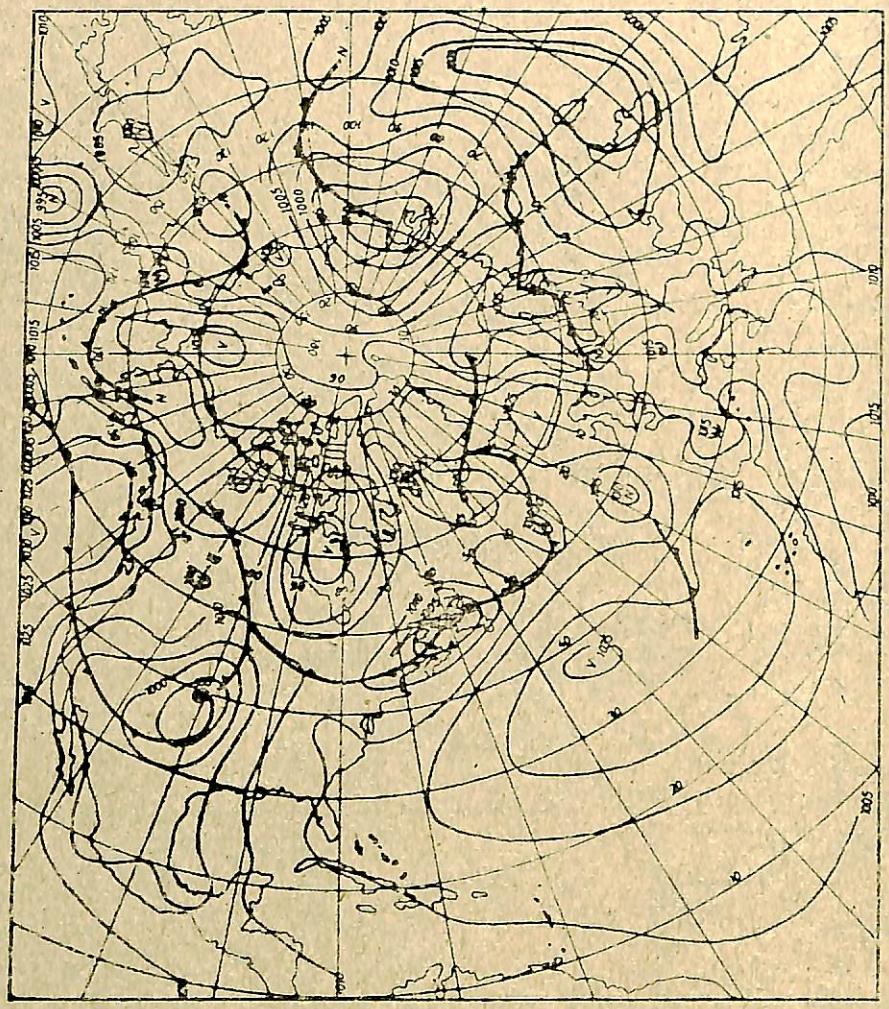


Рис. I2. Синоптическая ситуация I2 июня I970 г.

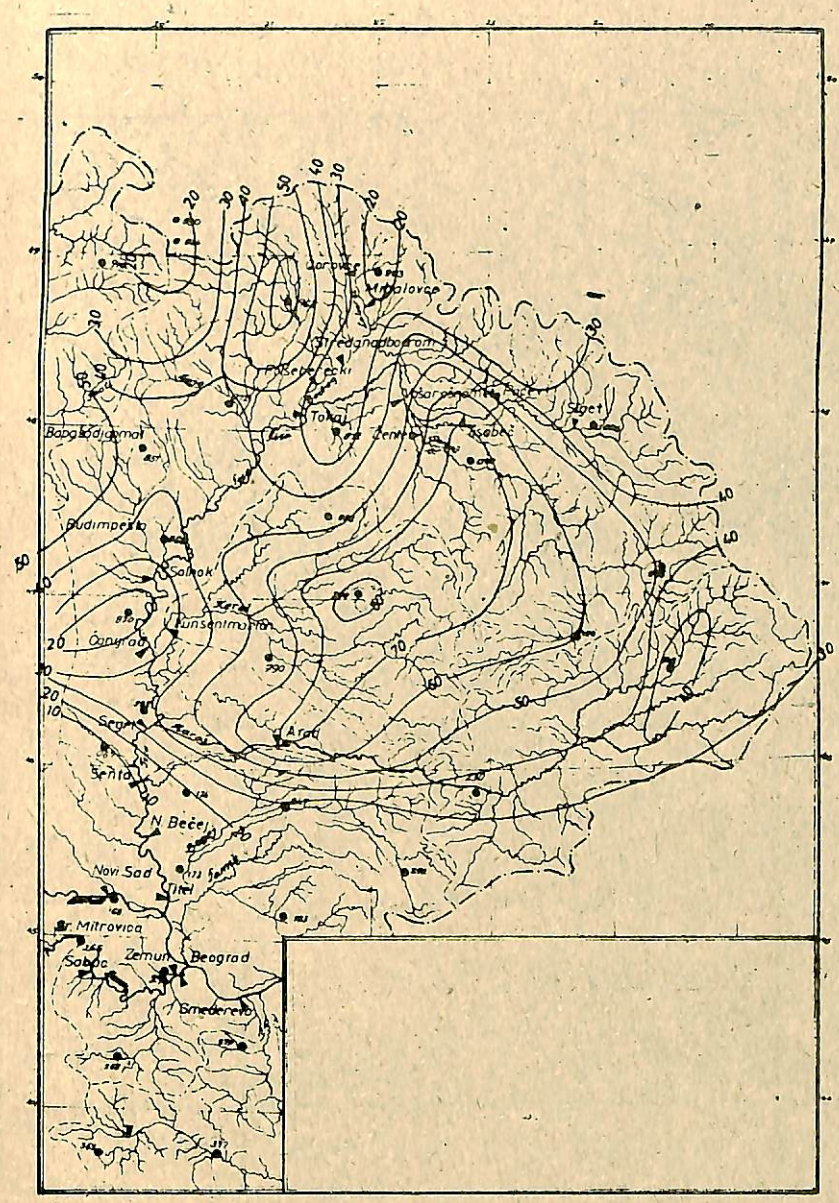


Рис. I2.I. Карта сумм осадков (мм), вышавших в бассейне р.Тиссы I0–I2 июня I970 г.

—·— – граница водосборной площади р.Дунай;
— — — – границы отдельных водосборных площадей;
▼ – водомерный пост;
● – метеорологическая станция.

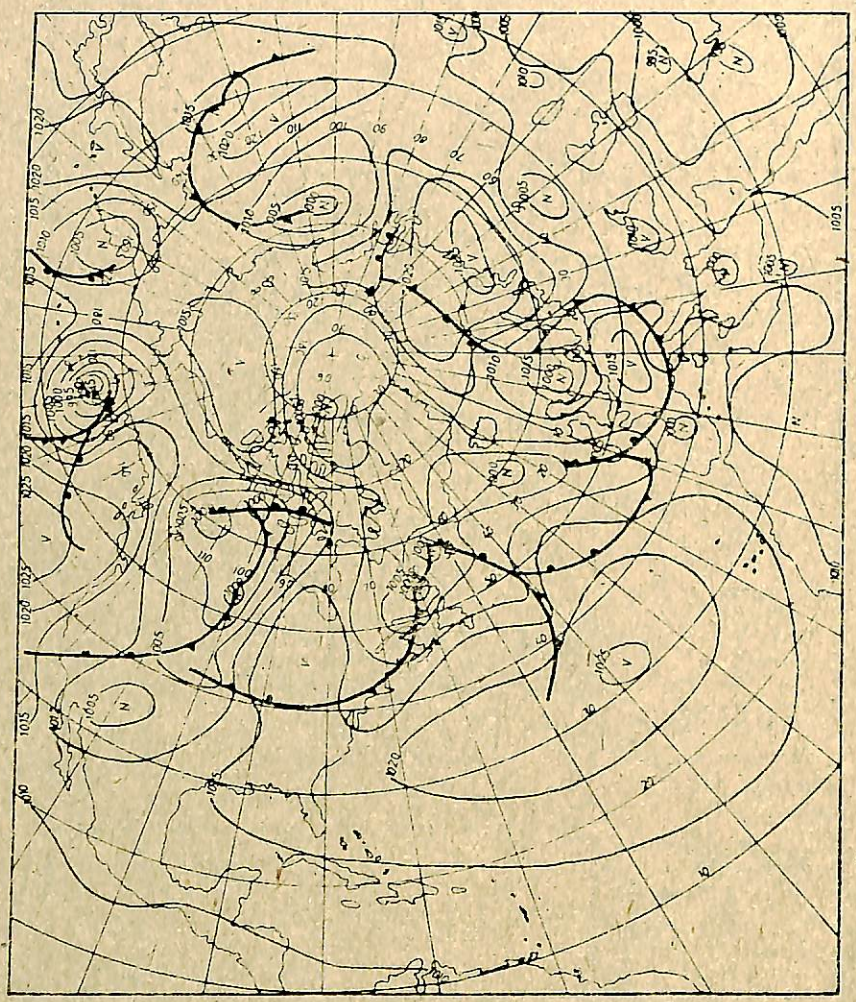


Рис.13. Синоптическая ситуация 18 августа 1970 г.

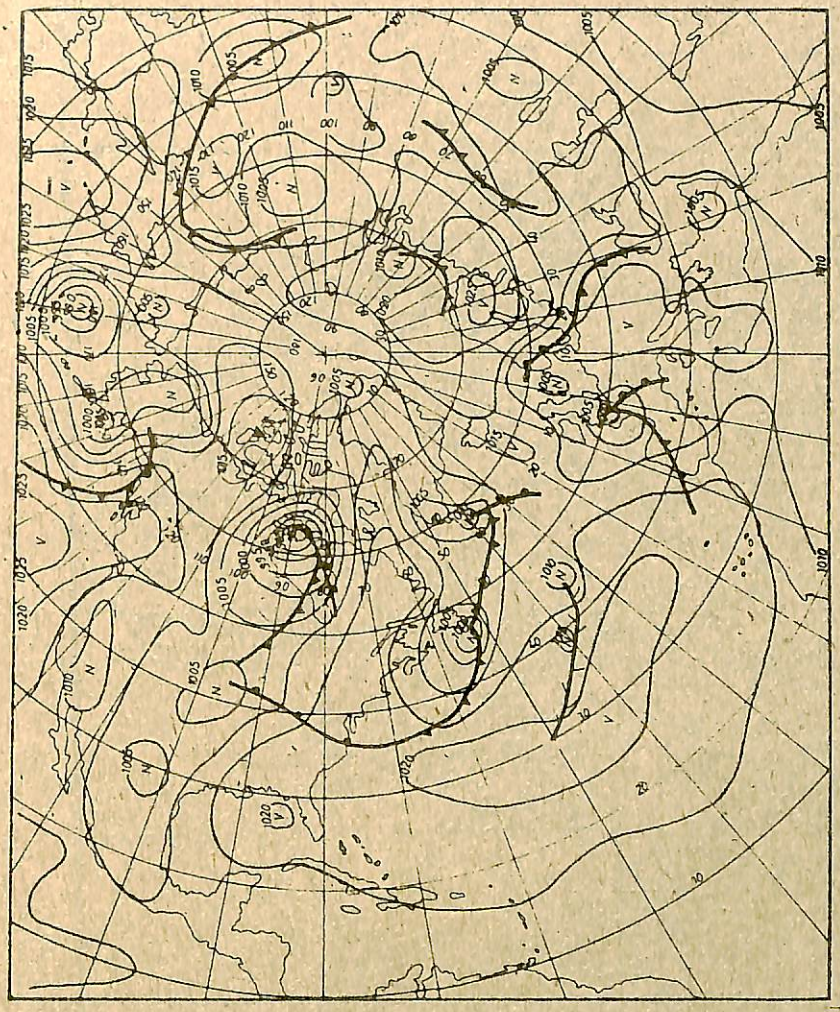


Рис.I4. Синоптическая ситуация I9 августа I970 г.

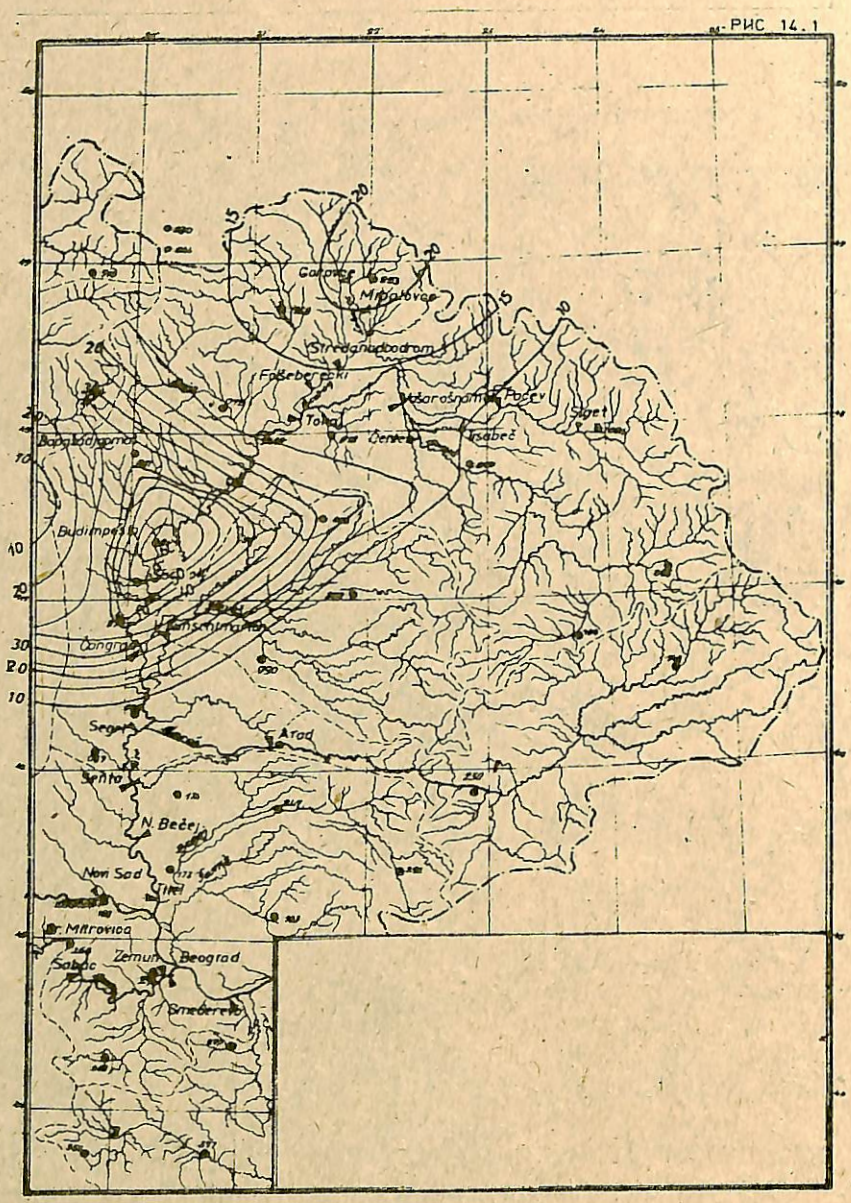


Рис. I4.I. Карта сумм осадков (мм), выпавших в бассейне р. Тиссы I8 августа I970 г.

——— – граница водосборной площади р. Дунай;
– – – – границы отдельных водосборных площадей;
▼ – водомерный пост;
● – метеорологическая станция.

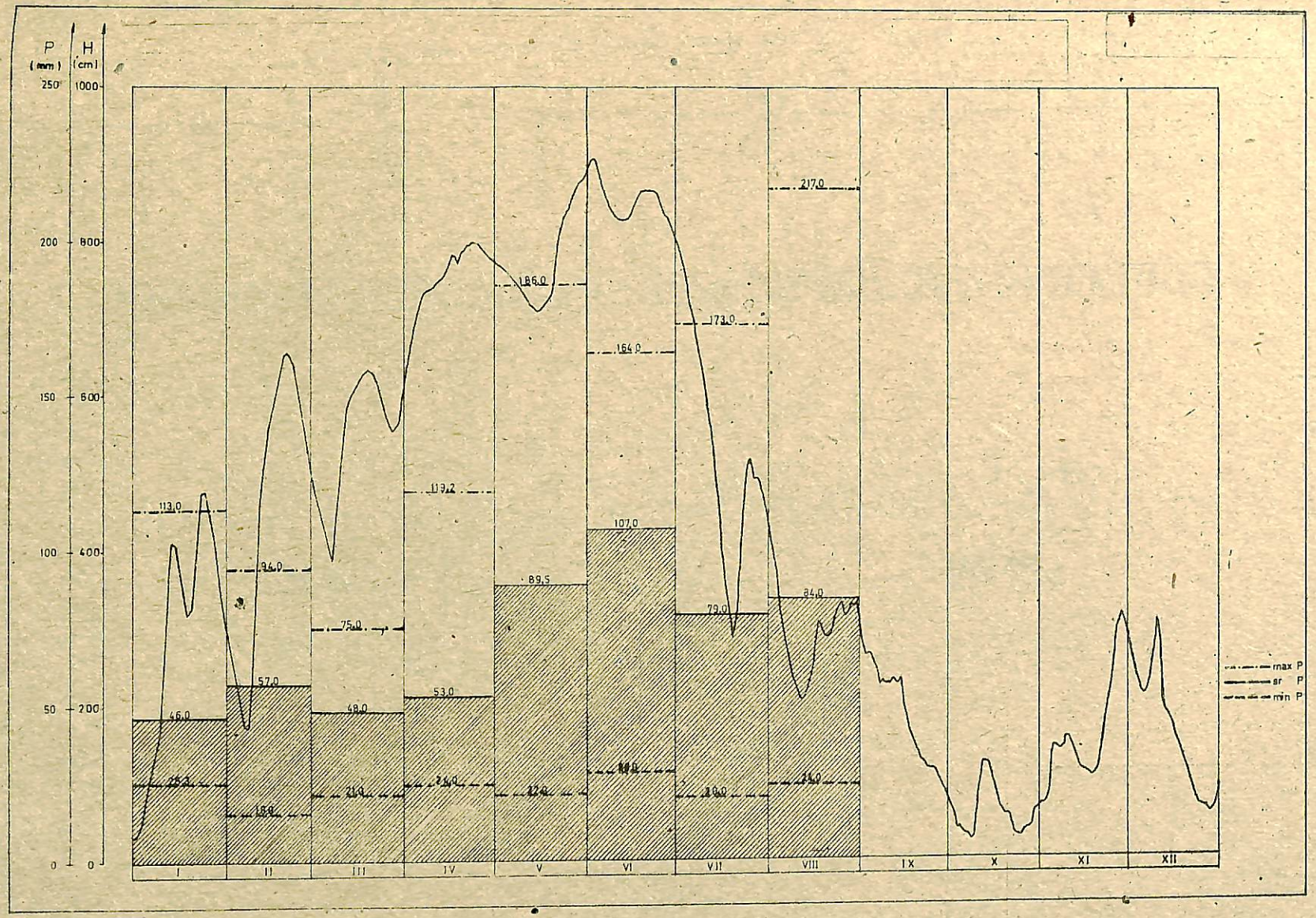


Рис.15. Хронологический график уровней воды (H см) р.Тиссы у Сента в 1970 г. и характерных значений месячных сумм осадков.

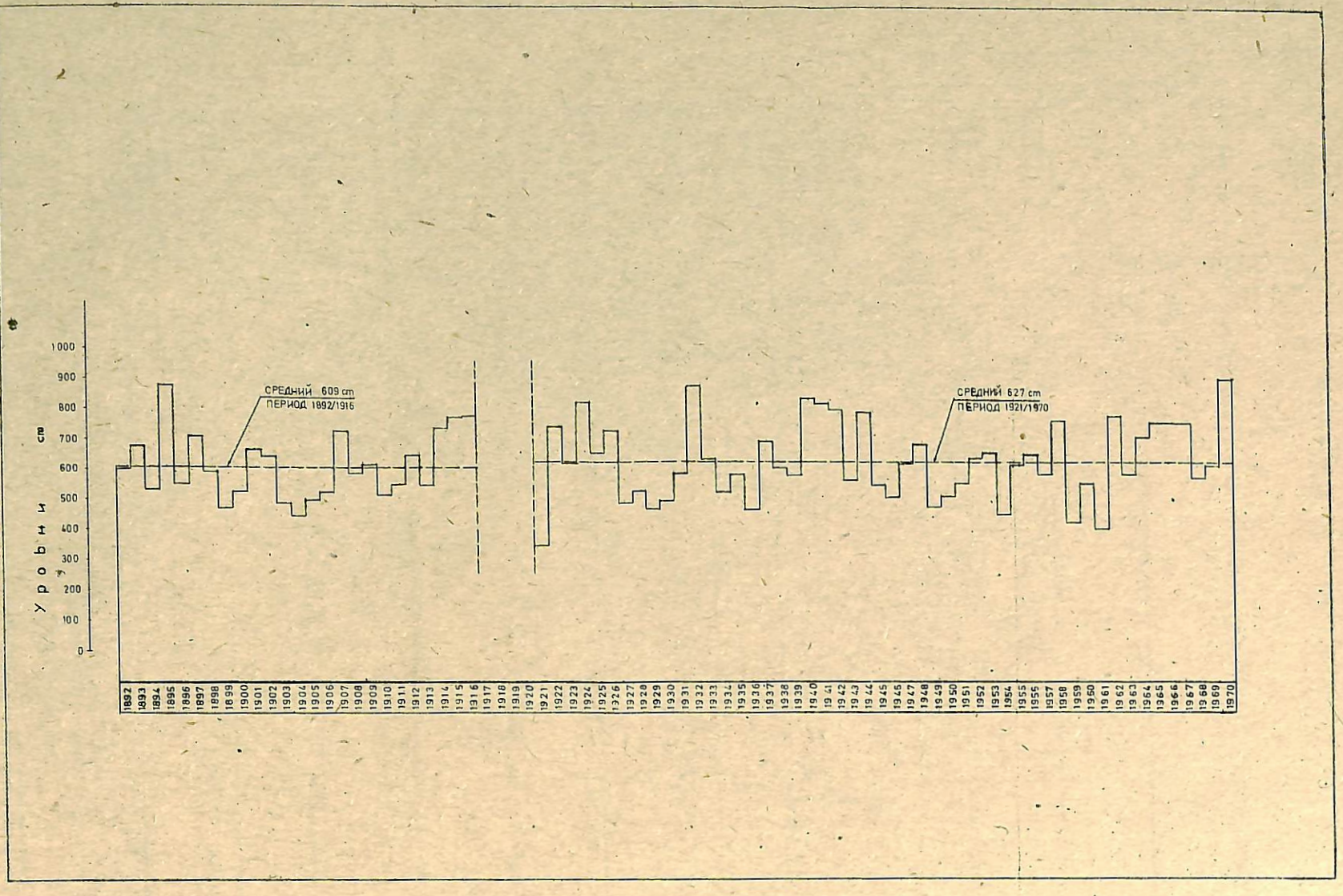


Рис. 16. График максимальных годовых уровней воды р.Тиссы у Сента.

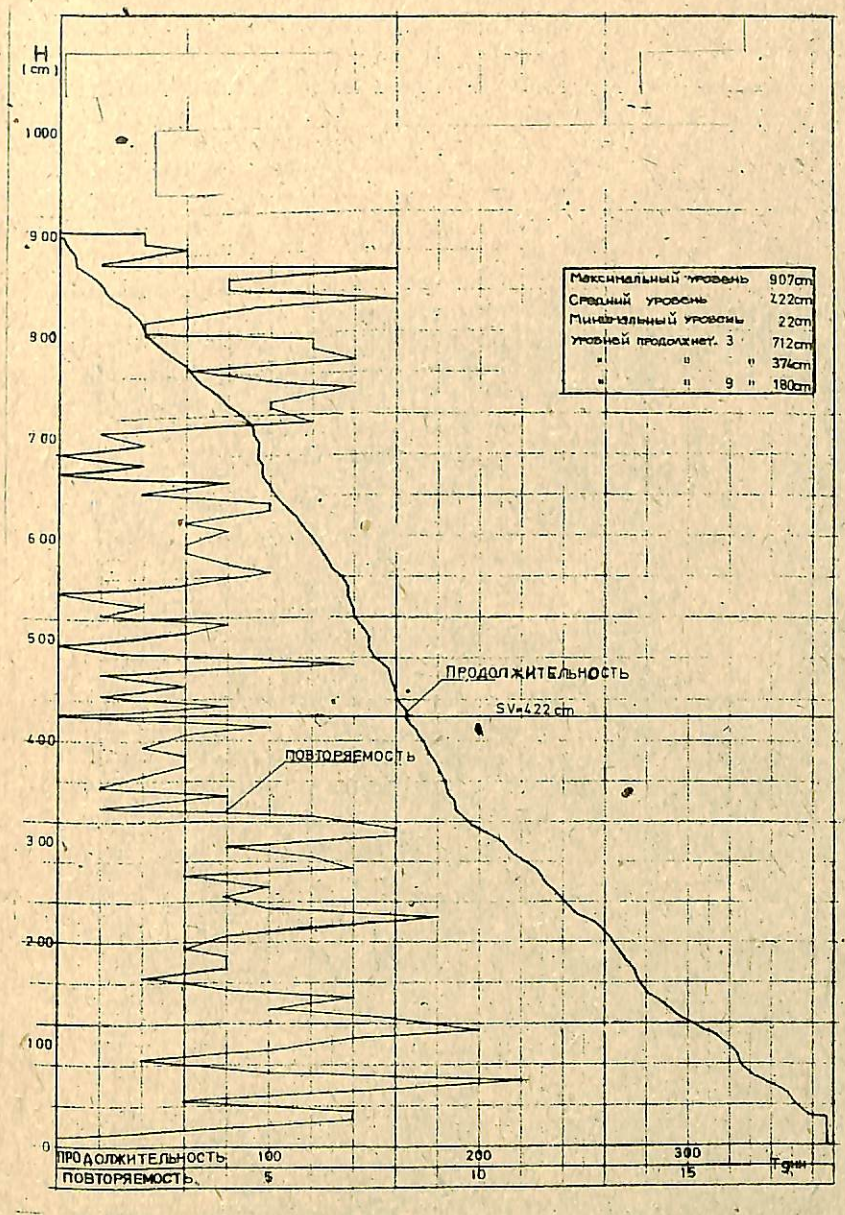


Рис. 17. Повторяемость и продолжительность уровней воды р.Тиссы у Сента в 1970 г.

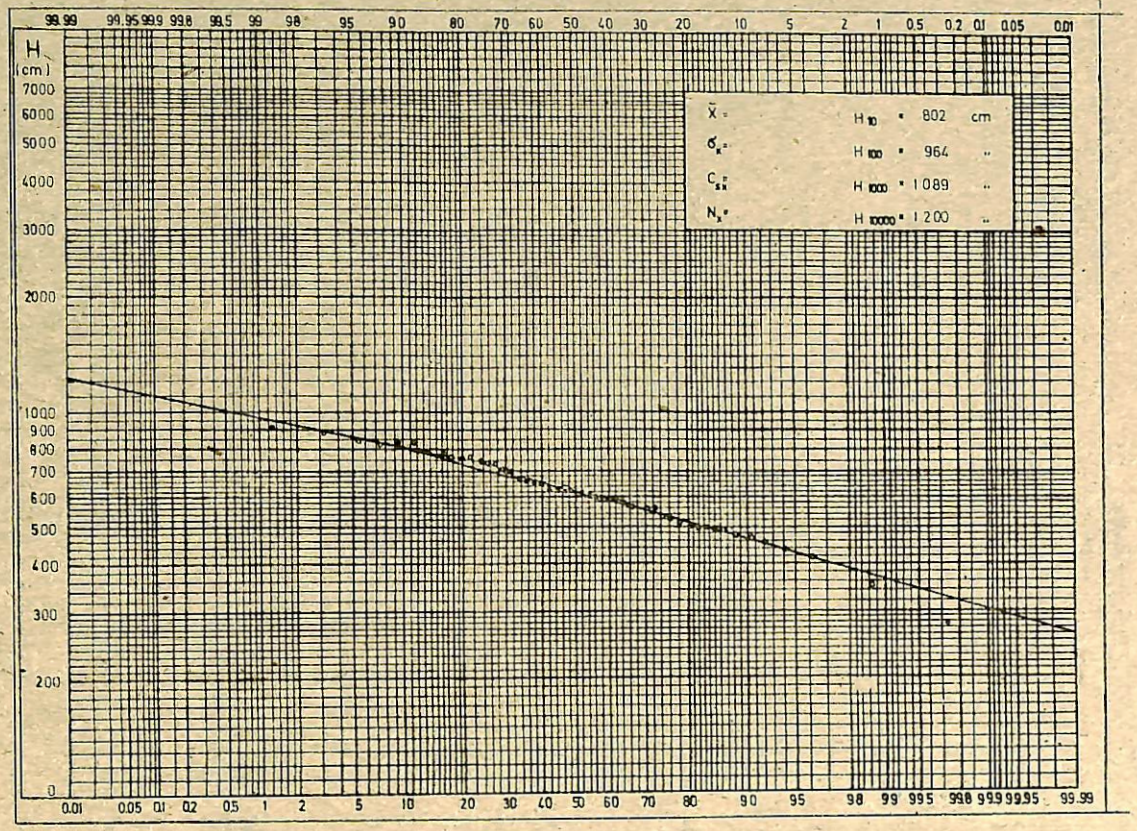


Рис.I8. Вероятность появления максимальных уровней воды р.Тиссы у Сента.

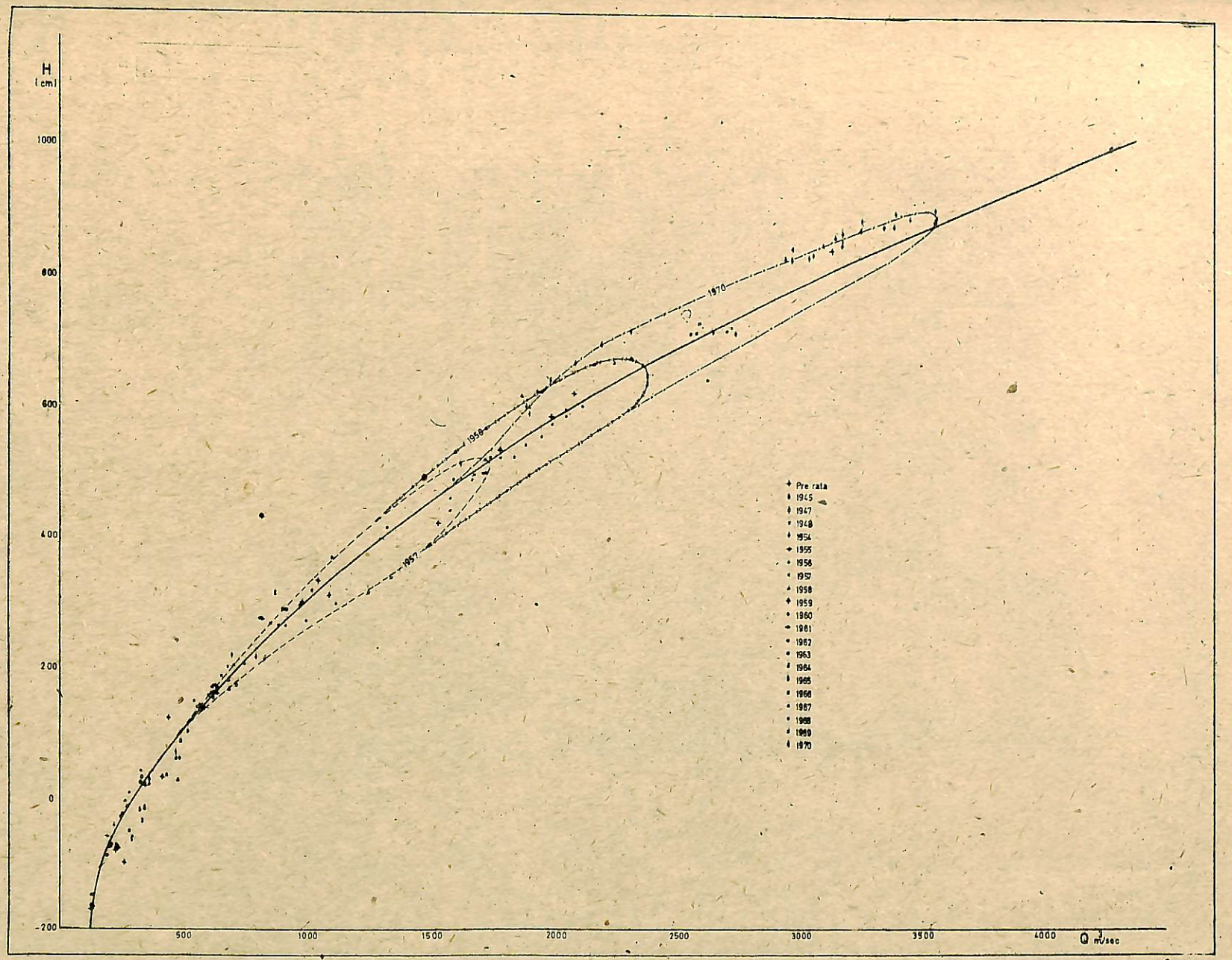


Рис. I9. Кривая расходов воды $Q = f(H)$ р.Тиссы у Сента.

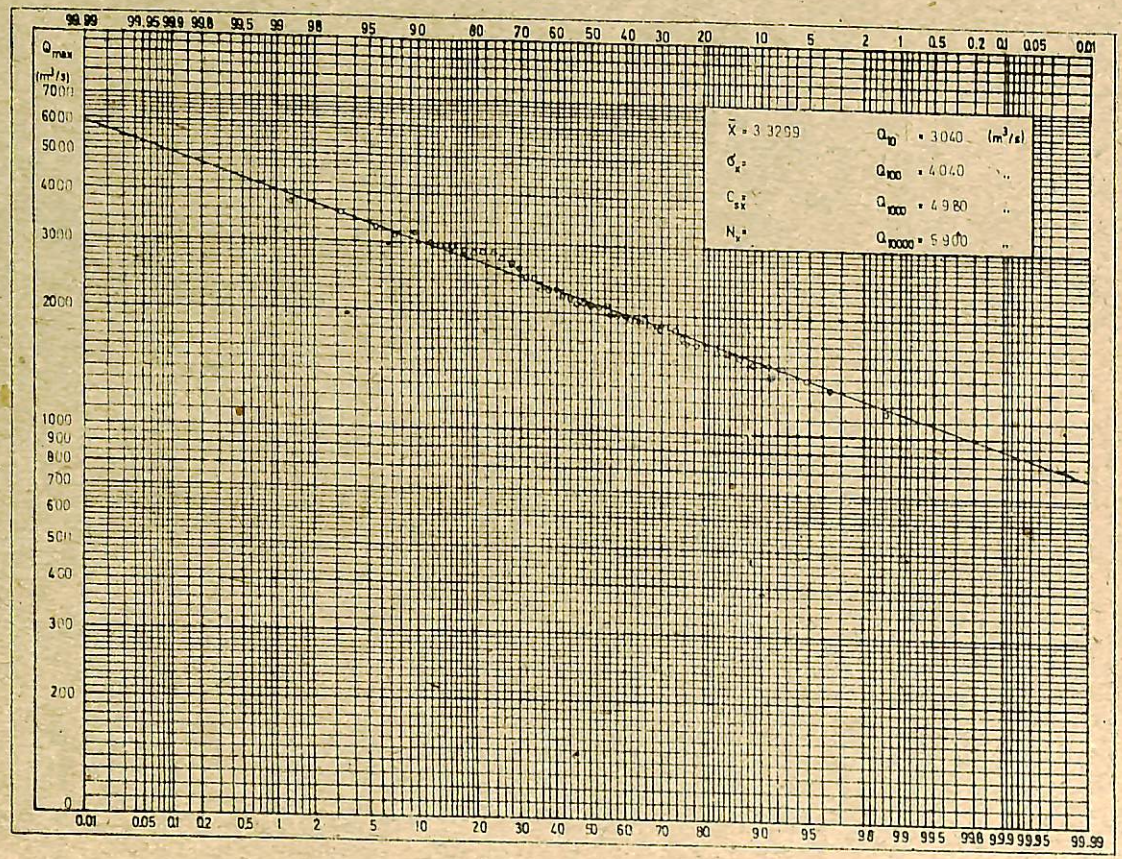


Рис.20. Вероятность появления максимальных расходов воды р.Тиссы у Сента.

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЙ ОБЗОР ПАВОДКОВ НА ВНУТРЕННИХ РЕКАХ РУМЫНИИ ВЕСНОЙ 1970 ГОДА

К.ДЬЯКОНУ, Д.ЛЭЗЭРЕСКУ, К.МОЧИОРНИЦА

Институт метеорологии и гидрологии,

Бухарест, СРР

Р е з ю м е

Рассматриваются причины, обусловившие развитие паводков в мае 1970 г. на реках севера Трансильвании и в Марамуреше. Паводки эти сформированы исключительно интенсивными осадками (более 50 мм за 48 часов), выпавшими на сильно увлажненную до этого территорию, площадь которой составляет около 50 000 км^2.

Рассмотрены также характерные элементы паводков, наблюдавшихся на реках Иза, Вишеу, Тур, Сомеш и Муреш (максимальные расходы, объемы паводков, время подъема и спада). При этом для главных рек дается общая характеристика условий водосбора, в которых формируется средняя величина поверхностного стока за паводок и его максимальный расход.

Приводятся данные о повторяемости максимальных расходов и объемов паводочного стока.

Указывается на значение, которое имели паводки 1970 г. для проверки некоторых гидрометеорологических методов и способов расчета и прогноза, для усовершенствования старых и разработки новых методов, для уточнения статистических параметров рядов наблюдений. В заключение говорится о необходимости углубления основ гидрологических прогнозов, о решении вопросов составления предупреждений и техники передачи гидрометеорологической информации.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Es werden die Ursachen untersucht, die im Mai 1970 zur Entwicklung von Hochwässern in den Flüssen im Norden Siebenbürgens und im Marmarosch geführt haben. Diese Hochwässer sind ausschließlich durch intensive Niederschläge(mehr als 50 mm in 48 Stunden),die auf ein bisher stark befeuchtetes Gebiet mit einer Fläche von etwa 50.000 km^2 fielen, hervorgerufen worden.

Es wurden auch die charakteristischen Elemente der auf den Flüssen Isa, Viseu, Tur, Somes und Mures beobachteten Hochwässer (maximale Abflüsse,Umfang der Hochwässer,Zeit des Anstieges und des Abfalls) untersucht. Dabei wird für die Hauptflüsse eine allgemeine Charakteristik für die Bedingungen des Einzugsgebietes, in dem der Mittelwert des Oberflächenabflusses während des Hochwassers entsteht, sowie sein maximaler Abfluß gegeben.

Es werden Zahlen über die Häufigkeit maximaler Abflüsse und den Umfang des Hochwasserabflusses angegeben.

Es wird die Bedeutung angeführt, die Hochwässer des Jahres 1970 in Bezug auf die Überprüfung einiger hydrometeorologischer Methoden und Arten der Berechnung und Vorhersage, auf die Vervollkommnung alter und Erarbeitung neuer Verfahren auf die Berichtigung der statistischen Kennzahlen einer Reihe von Beobachtungen haben. Abschließend wird von der Notwendigkeit der Vertiefung der Grundlagen hydrologischer Vorhersagen, von der Lösung der Fragen einer Vorwarnung und Technik der Weitergabe hydrometeorologischer Information gesprochen.

I. Условия, благоприятствовавшие исключительному характеру паводков

Весной 1970 г. на реках северной части страны (рис.1) наблюдались очень большие паводки. Если в Молдове и на юге Трансильвании они не превысили намного значений, наблюдающихся относительно часто в этих зонах, то в Марамуреше и на севере Трансильвании паводки имели совершенно особый характер. Они были вызваны комплексом факторов, одновременно действовавших в течение необычно длительного периода – интенсивными дождями, выпавшими на обширной территории, сильным увлажнением почвы и тем, что русловая сеть накануне паводков была большей частью заполнена талыми водами.

Основной причиной исключительных паводков было выпадение в мае 1970 г. на обширных территориях особенно интенсивных дождей. Так, в Марамуреше и на севере Трансильвании на площади 50000 км^2 слой выпавших в течение 48 часов (с 8 час. 11 до 8 час. 13 мая) осадков превысил 50 мм, составив в Байя-Маре 72 мм, в Вырфул_Иезер 82 мм, в Быстрице 92 мм, в Топлице 105 мм и в Тыргу-Муреш 50 мм.

Но особенно интенсивными были осадки в верхнем бассейне Сомешул-Маре и Муреша (площадь около 15000 км^2), где только в течение одних суток (с 8 час. 12 до 8 час. 13 мая) осадки превысили 75 мм, достигнув в Вырфул-Иезер 77 мм, в Бистрице 89 мм, в Топлице 86 мм. В этой небольшой зоне трое суток (с 8 час. 11 до 8 час. 14 мая) выпало более 100 мм осадков (в Вырфул-Иезер 123 мм, в Бистрице 120 мм, в Топлице 109 мм), что дало в общей сложности свыше полутора миллиардов кубических метров воды.

Такое количество осадков, выпавших за короткое время, было вызвано вторжением холодного полярного воздуха на территорию, занятую до этого теплой воздушной массой субтропического происхождения с большим влагосодержанием (15–20 г/м^3), что определило ее неустойчивость.

К притоку воды от жидких осадков добавилась и вода от интенсивного таяния снега в горах на высотах более 2000 м, вызванного влиянием теплых дождей.

Повышенная влажность почвы, способствовавшая формированию высоких паводков в Марамуреше и на севере Трансильвании, обусловлена как сильными осадками (150–200 мм, то-есть свыше двух норм), выпавшими в течение 3–4 месяцев, предшествовавших паводкам, так и дополнительным увлажнением почвы в конце первой декады мая за счет талых вод.

2. Характерные элементы паводков

Первичная оценка характерных элементов исключительных паводков 1970 года произведена на основе зарегистрированных значений уровней и измерений расходов воды во время этих паводков на гидрометрической сети ИМГ, а также на основе восстановления уровней, уклонов, шероховатостей и т.д. сразу после прохождения паводков.

Список гидрометрических постов, по данным которых проводилась эта оценка, а также основные морфометрические характеристики замыкаемых ими бассейнов приведены в табл.1.

Таблица 1

Некоторые морфометрические характеристики речных бассейнов

№№ пп.	Река	Пункт	F км^2	H м	L км
1	2	3	4	5	6
1.	Вишеу	Бистра	1555	1020	71,5
2.	Иза	Вад	1128	713	70
3.	Тур	Турулунг	708	370	45
4.	Сомешул Маре	Непос	1142	959	55
5.	Сомешул Маре	Беклеан	4328	711	95
6.	Сомеш	Деж	8860	648	120
7.	Сомеш	Улмень	11646	580	240
8.	Сомеш	Сату-Маре	15000	537	335

Таблица I (продолжение)

I	2	3	4	5	6
9.	Муреш	Окна-Муреш-улуй	9894	694	272
I0.	Муреш	Алба-Юлия	I7964	625	352
II.	Муреш	Сэвыршин	25502	652	534
I2.	Муреш	Арад	27056	629	650
I3.	Тырнава Маре	Топа	I753	684	II2

Общим для этих паводков является одноволновый единичный характер, интенсивный рост расходов воды и медленный их спад. Лишь в бассейне Муреша после первого спада наблюдался относительно короткий период (I0-20 суток), в течение которого вода удерживалась на высоком уровне, после чего следовала вторая волна паводка.

Основные характеристики паводков, прошедших на реках Румынии в мае I970 г., приведены в табл.2, а гидрографы их - на рис.2, 3 и 6.

Паводок на р.Сомеш, который наблюдался в период I2-20 мая, сформировался, главным образом, в бассейне р.Сомешул Маре. Этот паводок имел относительно небольшую продолжительность (2-3 суток) в верхнем бассейне р.Сомешул Маре и значительно большую (7 суток) на р.Сомеш у границы с Венгрией. Хотя паводок в верховьях р.Сомеш продолжался всего 2-3 суток, при расчете объема и слоя стока воды для всех постов на этой реке принят интервал в 7 суток, что позволило произвести сопоставление этого стока с объемом паводков на постах, расположенных ниже по течению. По этим же соображениям, объем стока паводков в бассейнах р.Муреш и Тырнава-Маре вычислен за девятидневный период, считая от начала паводка.

Как следует из данных, приведенных в табл.2, на р.Сомеш у Сату-Маре максимальный расход воды и общий объем паводка значительно увеличились по сравнению с наблюдавшимися у поста Улмень за счет впадения в р.Сомеш ниже этого поста реки Лэпуш и ряда правых притоков, на которых также были зарегистрированы большие паводки.

Необходимо отметить, что повышению паводка на р.Сомеш у Сату-Маре способствовало также разрушение расположенных выше по течению дамб, которое произошло в период прохождения максимальных расходов воды. На рис.3 показана волна паводка у Сату-Маре, исправленная исходя из предположения, что дамбы не были разрушены.

Анализ паводков, прошедших на реках Румынии в мае I970 г., позволил установить, что самыми показательными их характеристиками являются модуль максимального стока (л/сек км^2) и слой стока (мм). Изменение этих элементов по длине рек показано на рис.4 и 5.

На р.Сомеш наблюдается постоянное уменьшение модуля максимального расхода и слоя стока до гидрометрического створа у п.Улмень. Ниже этого пункта (точнее, ниже впадения р.Лэпуш) максимальный модуль и слой стока повышаются за счет больших паводков, наблюдавшихся на р.Лэпуш и правых притоках р.Сомеш, впадающих в эту реку на участке Улмень - Сату-Маре.

Что касается скорости продвижения максимума паводка по течению р.Сомеш, то на основе ежечасных замеров было установлено, что она составляла приблизительно 6 км/час.

В водности р.Муреш можно заметить значительное уменьшение модулей максимальных расходов воды вниз по течению на всем ее протяжении от впадения р.Стрей и до Сэвыршина и Арада (рис.4). Это обусловлено незначительной приточностью на этом участке, а также распластыванием паводочных волн в русле. Что касается слоя стока, то изменение его по длине реки незначительно (рис.5), так как эффект распластывания на нем не сказывается.

Скорость продвижения максимума паводка по течению р.Муреш установлена на основе существующих наблюдений; в зависимости от уклона на различных участках она составляет приблизительно 3-5 км/час.

3. Повторяемость некоторых элементов паводков

Гидрометрические пункты, данные которых анализируются, имеют длительные ряды наблюдений над уровнями воды, кривые расходов и достаточно полные сведения о выдающихся паводках.

Так, на основе 70-летних наблюдений установлено, что на р.Вишеу у Бистры максимальный расход воды, наблюдавшийся в I970 г., прежде не был зарегистрирован. На основе кривой обеспеченности максимальных расходов обеспеченность его можно приблизительно оценить в I %. Зарегистрированный максимальный уровень паводка, как показал анализ, имеет приблизительно ту же повторяемость, что и максимальный расход.

Данные прямых наблюдений у п.Вад на р.Иза, а также кривые обеспеченности максимальных расходов и уровней, говорят о том, что и на этой реке как уровень, так и максимальный зарегистрированный расход паводка I970 г. следует считать историческими, с повторяемостью 3-5 %.

Для реки Тур у п.Турулунг рассмотренные материалы и выборочная информация показывают, что зарегистрированный паводок I970 г. имеет очень редкую повторяемость, меньшую чем один раз в сто лет.

По всему течению р.Сомеш гидрометрические наблюдения и их статистический анализ приводят к выводу, что максимальные зарегистрированные расходы паводка I970 г. и на этой реке соответствуют обеспечению в I %, а иногда и меньше.

В отношении максимальных паводочных уровней в настоящее время еще нельзя произвести подробного анализа, но из наблюдений, выполненных на месте, можно уже сделать вывод, что максимальные уровни, зарегистрированные на р.Сомеш в паводок I970 г., в общем превышают уровни прежних лет, о которых име-

ются исторические данные. Однако обусловлено это не только максимальными значениями стока, но и тем, что в русле р.Сомеш появилось много различных гидромелиоративных, гидротехнических или транспортных сооружений, оказывающих на высоту уровней воды определенное подпорное влияние.

Исследования повторяемости расходов и максимальных уровней в бассейне р.Муреш показывают, что максимальные расходы, зарегистрированные в паводок 1970 г. на реках Тырнава и Муреш Миклочиу имеют обеспеченность 0,5 % (один раз в 200 лет). Исключение составляет створ у п.Арад, где обеспеченность максимального зарегистрированного расхода оценивается в 1-2 % (один раз в 50-100 лет).

В отношении максимальных уровней остаются в силе выводы, сделанные для бассейна р.Сомеш.

Следует отметить, что при оценке обеспеченности максимальных паводочных расходов 1970 г. использовались кривые обеспеченности максимального стока, при построении которых учитывались и максимальные расходы, зарегистрированные в паводок 1970 г.

Более сложным был анализ обеспеченности максимальных объемов паводочного стока, наблюдавшихся во время паводков в мае 1970 г. Такой анализ по бассейнам рек Вишеу, Тур, Сомеш и Муреш показал, что обеспеченность объема этих паводков еще меньше, чем у максимальных расходов (меньше одного раза в сто лет), что вызвано, главным образом, единичным характером паводков этого года. Но возможно, что в некоторых случаях обеспеченность объема единичных паводков совпадает с обеспеченностью максимальных расходов. Последующие более подробные исследования дадут возможность получить новые данные, которые позволят уточнить как значения максимальных расходов и объемов паводков, так и их обеспеченность отдельно по каждой реке и в целом по изучаемым бассейнам.

4. Некоторые выводы об организации гидрометрических и гидрологических работ

Во время катастрофических паводков в мае-июне 1970 г. были разрушены гидрометрические сооружения, установки и оборудование на сумму около одного миллиона лей.

Разрушение водомерных реек привело к необходимости установки одной или нескольких временных последовательных реек с целью обеспечения непрерывности наблюдений над ходом уровня воды. Уровни, отсчитываемые по временным рейкам приводились к значениям основных реек.

В большинстве случаев измерения расходов воды и наносов не могли быть выполнены на ныне действующих гидрометрических сооружениях в верхней части амплитуды паводочных уровней. Учитывая это, в будущем необходимо будет оборудовать соответствующим образом железнодорожные или шоссейные мосты, что может обеспечить бесперебойность наблюдений. Но даже там, где в паводок 1970 г. использовались такие сооружения, измерения скорости не всегда могли быть выполнены, поскольку применяемый сейчас груз в 50 кг недостаточен для больших скоростей (часто наблюдались скорости 5-7 м/сек). В этих условиях поверхностные скорости измерены при помощи поплавков.

Сразу после спада катастрофических паводков были проведены работы по восстановлению пропусков в наблюдениях отдельных элементов паводков. Кроме того, после паводков произведено фотографирование речных участков, на основе которого могли быть восстановлены отметки затопленной зоны и гидродинамические показатели, могущие характеризовать влекущую силу потока.

Так как прогноз количества осадков невозможен, информация о выпавших уже осадках остается единственным средством для гидрологического прогноза. Поэтому во время паводков были предприняты меры, согласно которым каждый метеорологический пост сообщает (через каждые 6 или даже 3 часа) о выпавших осадках, превысивших в течение 6 часов определенное критическое значение, ведущее к образованию паводков. Это позволяло дать предупреждение об опасном паводке с заблаговременностью в несколько часов.

На будущее предусматривается более активная деятельность по оборудованию территории автоматическими плювиометрами и лимниографами с передачей результатов наблюдений на расстояние радиотелефонами, что значительно ускорит передачу информационных данных.

К числу основных вопросов в разработке методов гидрологических прогнозов относятся учет степени увлажнения почвы еще до выпадения осадков, являющихся причиной формирования паводков; определение способности почвы к частичному поглощению осадков; определение возможности скопления воды на склонах. Для решения этих вопросов предусмотрено развитие исследований в небольших бассейнах и на склонах стоковых площадок и гидрологических экспериментальных станциях.

Таблица 2

Характерные элементы паводков, прошедших на реках Румынии в мае 1970 г.

Река	Пункт	Даты прохождения паводков	Характеристики паводков			Характеристики подъема			Характеристики спада		
			максимальный расход воды, $м^3/сек$	объем стока, млн.$м^3$	слой стока, мм	продолжительность, часов	подъем уровня воды, м	увеличение расхода воды, $м^3/сек$	продолжительность, часов	спад уровня воды, м	уменьшение расхода воды, $м^3/сек$
Вишеу	Бистра	I2-I5	I070	I39	86,7	I7-I8	3,5	850	50	3,3	790
Иза	Вад	I2-I5	606	7I	62,5	I5	3,0	500	60	2,5	450
Тур	Турумуш	I3-I6	5I9	70	99,0	I5	3,4	500	60	2,0	440
Сомеш	Непос	I2-I5	850	I40	I20,0	I4	2,0	680	45	I,9	660
"	Беклеан	I2-I5	20I0	4I4	95,0	I5	4,0	I700	45-50	3,4	I300
"	Деж	I2-I9	2300	650	73,4	25-27	4,8	I900	I20	4,6	I850
"	Улмень	I2-I9	2200	650	55,7	35-40	3,0	I650	I20	3,3	I700
"	Сату-Маре	I3-20	3340	II40	76,0	48	4,4	2400	I20	4,4	2400
Муреш	Окна-Муреш	I3-I6	I580	470	47,5	I0-I5	2,0	I200	50	I,8	I000
"	Алба-Юлия	I4-I6	2450	800	44,5	I5	3,7	I700	70	2,6	I500
"	Сэвыршин	I6-I9	2408	I020	40,0	I5	2,2	I400	70	I,6	II00
"	Арад	I7-2I	2320	II00	40,7	28	3,2	I500	75	I,6	800
Тырнава-Маре	Топа	I2-I6	700	I60	9I,3	40	5,2	600	60	3,5	560

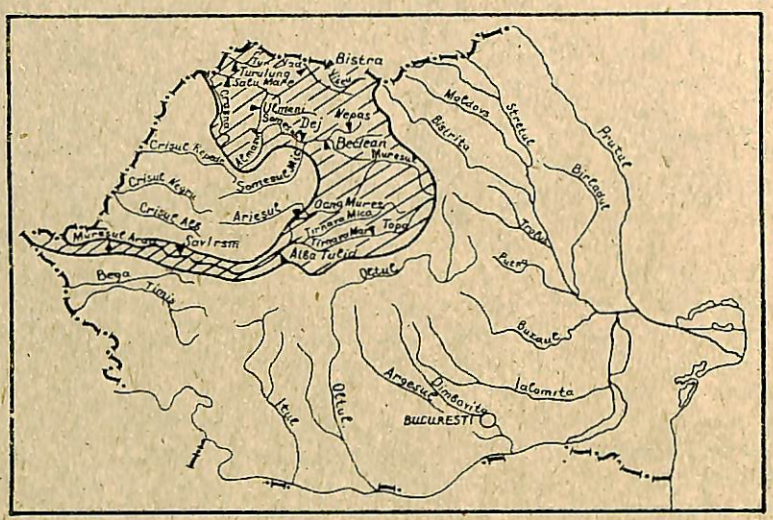


Рис. I. Зона, охваченная паводками в 1970 году.

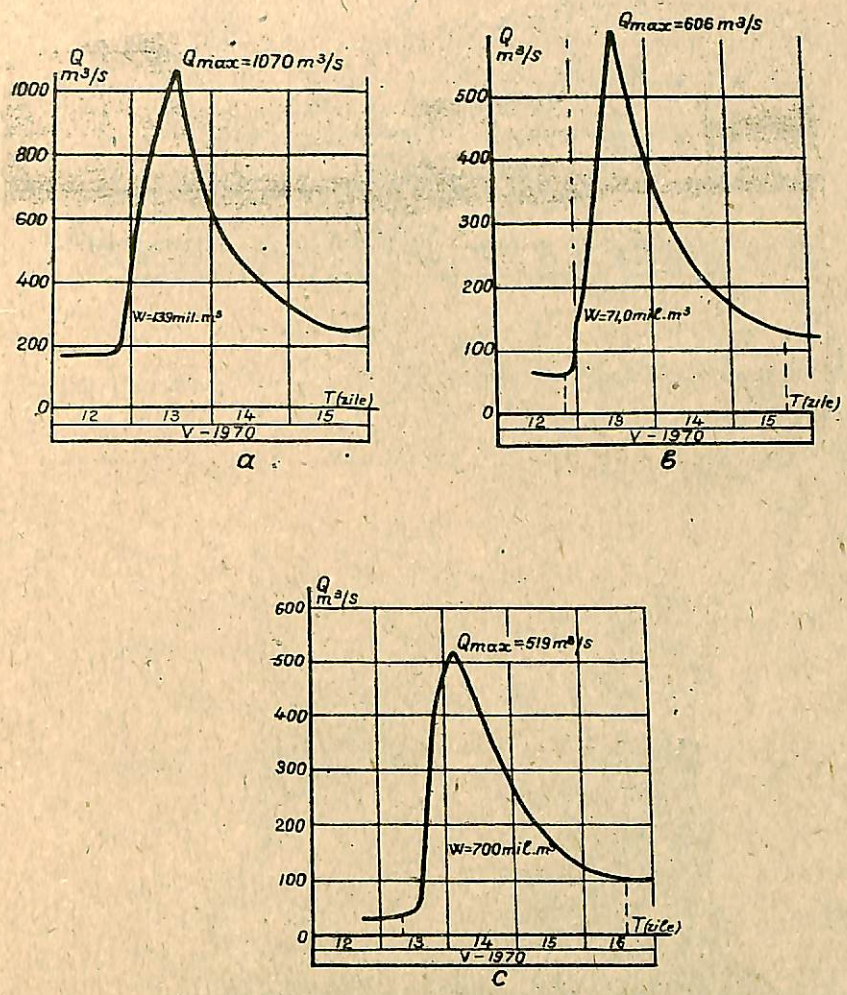


Рис.2. Схематические гидрографы паводков, прошедших на р.Вишэу у п.Бистра (а), р.Иза у п.Вад (в) и р.Тур у п.Турулунг(с).

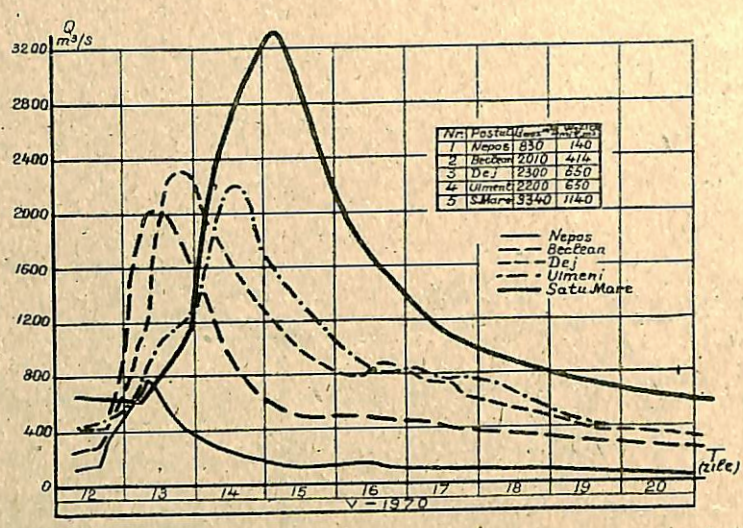


Рис.3. Схематические гидрографы паводков, прошедших на р.Сомеш в мае 1970 года.

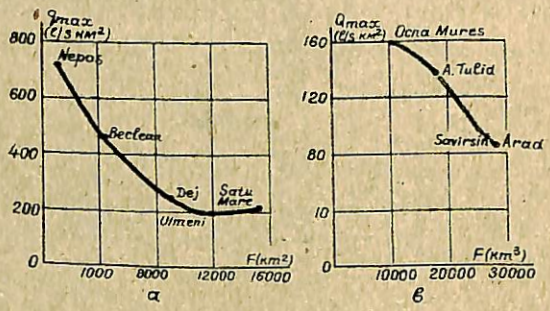


Рис.4. Изменение модуля максимального расхода воды по длине р.Сомеш (а) и р.Муреш (в).

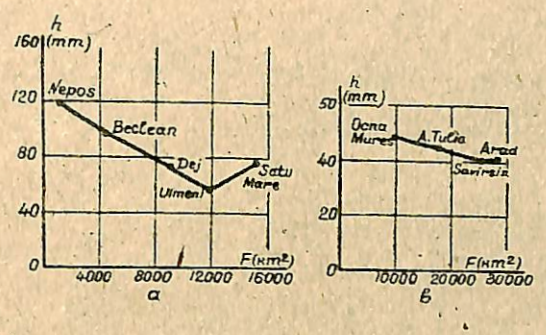


Рис.5. Изменение слоя паводочного стока по длине р.Сомеш (а) за семидневный период и р.Муреш (в) за девятидневный период.

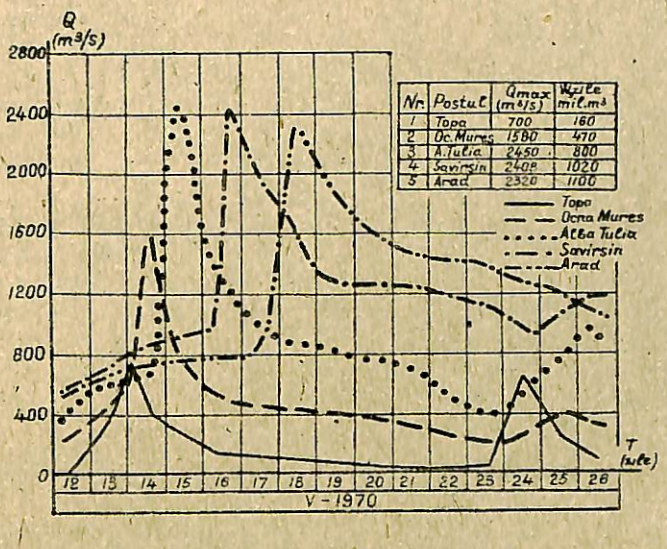


Рис.6. Схематические гидрографы паводков, прошедших на р.Муреш в мае 1970 года.

ЖИДКИЙ И ТВЕРДЫЙ СТОК НА СРЕДНЕМ И НИЖНЕМ УЧАСТКАХ ДУНАЯ В 1970 ГОДУ

К.БОНДАР

Институт метеорологии и гидрологии,

Бухарест, СРР

Р е з ю м е

В течение мая-июня 1970 г. на среднем участке бассейна Дуная выпали исключительно большие осадки, которые обусловили катастрофические наводнения на Среднем и Нижнем Дунае и основных его притоках.

В работе анализируются результаты измерений расходов воды и наносов на Дунае за период паводка 1970 г. Анализ охватывает румынский участок реки ниже г.Турну Северин.

Приводятся характеристики вариации во времени и по длине Дуная расходов воды и наносов, а также мутности воды. Рассматриваются результаты непосредственных измерений, произведенных в период прохождения гребня паводка. Значения максимальных расходов и уровней 1970 г. сравниваются с аналогичными характеристиками паводков за предшествующие годы.

Несмотря на то, что максимальные расходы паводка 1970 г. на Дунае были наибольшими за период наблюдений, объем годового стока за этот год оказался не очень большим.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Der mittlere Abschnitt des donaubeckens hatte im Mai-Juni 1970 äußerst starke Niederschläge zu verzeicchnen, die katastrophale Überschwemmungen im Bereiche des mittleren und unteren Donaulaufes und seiner Hauptzuflüsse nach sich zogen.

In der Arbeit werden die Meßergebnisse in Bezug auf Abflüsse und Anschwemmungen der Donau während des Hochwassers im Jahre 1970 analysiert. Die Analyse umfaßt den rumänischen Stromabschnitt unterhalb von Turnu Severin.

Angegeben werden Charakteristiken der Veränderungen in der Zeit und nach der Länge der Donau für Abflüsse und Anschwemmungen sowie für den Schwebstoffgehalt des Wassers. Untersucht werden die Ergebnisse der unmittelbaren Messungen, die während des Durchganges des Hochwasserscheitels vorgenommen wurden. Die Werte der höchsten Abflüsse und Wasserstände im Jahre 1970 werden mit analogen Daten der Hochwässer in den vorhergehenden Jahren verglichen.

Obwohl die maximalen Abflüsse des Donauhochwassers von 1970 die höchsten im Beobachtungszeitraum waren, erwies sich die Fracht des Abflusses in diesem Jahr als nicht sehr groß.

I. Общая часть

Как известно, 1970 год характеризовался большим стоком Дуная. Значительные количества твердых и жидких осадков, выпавших в верхней и средней части бассейна Дуная еще зимой и весной, а также ливневые дожди, сопровождавшиеся интенсивным таянием снега в мае 1970 г. в бассейнах рек Сомеша и Муреша на территории Социалистической Республики Румынии, - все это благоприятствовало образованию значительных расходов на Дунае; такие расходы почти полгода удерживались в среднем и нижнем течении реки. По данным А.Доно [2] в период с 12 по 14 мая 1970 г. в северной и восточной части Трансильвании выпало приблизительно 2,5 км^3 осадков, распределенных на площади около 50 000 км^2. В день выпадения катастрофических ливней в бассейнах румынских рек, на Дунае уже наблюдался весенний паводок с расходами воды, значения которых составляли от 11 000 до 13 000 м^3/сек на участке между Турну Северин и дельтой Дуная [4]. Вследствие катастрофического наводнения, наблюдавшегося в Трансильвании, были приняты особые меры для предотвращения наводнения вдоль рек Муреша, Сомеша и Тиссы, а также по всему течению Дуная на участке ниже впадения Тиссы [1, 5].

В соответствии с этим, специальные группы гидрологов Института метеорологии и гидрологии осуществляли на всех реках страны, включая и часть Дуная, проходящую по территории Румынии, специальную программу наблюдений и измерений для изучения жидкого и твердого стока.

Вопрос ознакомления с гидрологическими параметрами жидкого и твердого стока в среднем и нижнем течении Дуная в особых условиях 1970 г. представляет особый интерес, так как гидрологические явления, наблюдавшиеся в этот период, развивались в условиях устроенного русла Дуная с плотиной гидроэлектростанции Железные Ворота (км 942), а также в изменившихся условиях поймы Дуная, которая была обвалована дамбами на протяжении примерно 500 км. Режим жидкого стока, а также режим стока наносов, сосредоточенных в коренном русле на участке между Турну Северин (км 931) и Галац (км 150), значительно повлияли на режим уровней, а также режим динамических процессов, происходящих на дне и берегах коренного русла Дуная.

Основываясь на непосредственных натурных измерениях и на обработке полученных данных, ниже будут рассмотрены основные характеристики жидкого и твердого стока за 1970 г. на участке Дуная, находящегося между Турну Северин и Чатал Измаил (км 80) при впадении в дельту Дуная. На рис.1 представлена схема Дуная с указанием профилей измерений.

2. Характеристика жидкого стока

Жидкий сток рассматривается с точки зрения изменения во времени и вдоль течения Дуная на территории Румынии.

По форме гидрографа среднемесячных расходов воды (рис.2), изменение жидкого стока в течение 1970 г. имеет классическую форму (синусоидальную) с максимальными расходами в весенний период (май-июнь) и минимальными расходами осенью (октябрь-ноябрь).

По величине объема стока воды 1970 г. близок к 1941 г. Это сходство можно обнаружить путем сопоставления средних годовых значений расходов воды или объемов годового стока Дуная у различных пунктов (табл.1).

Таблица 1

Сопоставление средних годовых расходов воды и объема годового стока Дуная в 1941 и 1970 гг.

Пункт	Расстояние от устья, км	Средний годовой расход воды, м^3/сек		Объем годового стока, км^3	
		1941 г.	1970 г.	1941 г.	1970г.
Оршова	955	7900	7810	249	247
Зимнича	554	8580	8450	271	267
Олтеница	430	8850	8640	279	273
При впадении в дельту	80	9340	9270	295	292

Что касается распределения стока в течение года, то оно имело в эти годы разный характер. В 1970 г. основная часть стока воды приходится на период с января по август, причем наблюдался только один максимум – в мае (рис.2), а в 1941 г. сток воды распределился между двумя отдельными сезонами, каждый из которых имел свой максимальный расход, один весенний, а другой осенний.

Различны также максимальные значения средних месячных и средних суточных расходов воды, наблюдавшиеся на Дунае в эти два года (табл.2).

Таблица 2

Сопоставление максимальных значений средних месячных и средних суточных расходов воды Дуная в 1941 и 1970 г.

Пункт	Максимальные значения расходов воды, м³/сек			
	средних месячных		средних суточных	
	1941 г.	1970 г.	1941 г.	1970 г.
Оршова	11 600	12 600	12 500	13 880
При впадении в дельту	менее 12 000	14 000	12 500	15 500

Максимальные расходы воды, близкие к расходам 1970 г., наблюдались на Дунае в 1940 г. (15 100 м³/сек в Оршове и 13 390 м³/сек при впадении в дельту) и в 1942 г. (14 700 м³/сек в Оршове и 14 050 м³/сек при впадении в дельту).

Анализ приведенных данных позволяет сделать вывод, что для участка Оршова максимальное значение расходов воды Дуная в 1970 г. не превысило значений предшествующего периода. Но на участке реки при впадении в дельту максимальное значение расхода, наблюдавшегося в 1970 г., превысило максимальные значения жидких расходов за предшествующий период. Обеспеченность максимальных за год расходов воды, наблюдавшихся на Дунае в 1970 г., составляет 5 % в Оршове и 1 % при впадении в дельту Дуная.

Представление об изменении значений годового стока вдоль Дуная можно получить из рис.3 (кривая Q). Этот рисунок свидетельствует о значительном влиянии, которое оказали реки Олт и Серет на повышение расхода воды Дуная на участке от Оршовы до впадения в Черное море.

3. Характеристика стока наносов

Хронологические графики среднемесячных расходов взвешенных наносов за 1970 г. на румынском участке Дуная, относящиеся к разным створам этого участка, существенно различаются между собой (рис.4).

Сравнивая рис.2 и 4 можно увидеть, что форма графиков хода стока взвешенных наносов во времени почти полностью отличается от формы гидрографа . Этим подтверждается несоответствие, существующее между режимом стока наносов и водным режимом. Так, например, в то время как водный режим в период апрель–май 1970 г. характеризовался максимальными значениями расходов воды, сток наносов в это время имел меньшие значения, чем в предшествующие и последующие месяцы (за исключением летне-осенней межени).

Общим для жидкого стока и стока наносов в 1970 г. является то, что самая значительная часть объема годового стока наносов наблюдалась в период максимального жидкого стока (февраль–июль).

Общее количество взвешенных наносов, прошедших через нижнее течение Дуная в 1970 г., составляло: у п.Оршова 32,4 млн.тонн, у п.Джурджиу 44,0 млн. тонн и при входе в дельту Дуная 50,2 млн.тонн.

Годовое количество взвешенных наносов, прошедших в 1970 г. по нижнему Дунаю, ниже среднего многолетнего их количества, подсчитанного за период с 1921 по 1962 гг. В процентах по отношению к этой средней многолетней величине средние годовые расходы взвешенных наносов Дуная за 1970 г. на тех же трех постах составляли: у п.Оршова 93,3 % , у п.Джурджиу 79,0 % и при впадении в дельту 75,0 % . Эти данные свидетельствуют о значительном снижении вниз по реке стока взвешенных наносов относительно объемов стока воды. Считая 1941 г. годом наибольших паводков, когда сток взвешенных наносов по Дунаю в Оршове, Джурджиу и при входе в дельту составлял: 78,5 , 118,0 и 162,0 млн.тонн за год, приходим к выводу, что хотя 1970 г. и был очень богат водой, сток наносов в нем составлял всего 36 % по отношению к 1941 г. Значительное снижение наносов в нижней части Дуная вызвано, наверное , гидротехническими сооружениями, расположенными в бассейнах нижних притоков Дуная. В связи с этим очень интересно было бы проанализировать изменение расходов взвешенных наносов по длине Дуная (рис.3).

Кривая (R) представленная на рис.3, выражает изменение средних годовых расходов взвешенных наносов вдоль Дуная. Как и для случая жидкого стока, на рис.3 можно увидеть значительное повышение количества взвешенных наносов на Дунае после впадения р.Олт в Дунай. Сравнивая значения годового стока наносов Дуная за 1970 г. у пунктов Оршова, Джурджиу и при входе в дельту, можно заметить, что относительно створа у Оршовы средний годовой расход наносов вниз по реке повышается у п.Джурджиу на 36 % и при входе в дельту Дуная на 55 % .

То же сравнение, проведенное по значениям многолетних расходов наносов (за период с 1921 по 1962 гг.), показывает, что сток наносов Дуная повышается вниз по течению Дуная на 59 % у Джурджиу и на 90 % при впадении в Черное море.

Приведенные данные указывают на незначительный приток взвешенных наносов Дуная за 1970 г. по сравнению с предыдущим периодом. Этот вывод о стоке взвешенных наносов Дуная в 1970 г. ярко отражается и в характеристиках мутности воды.

Сравнивая графики, представленные на рис.4 и 5, можно сделать вывод, что в общем гидрографы сред-

немесячной мутности сходны с гидрографами средних месячных расходов взвешенных наносов. Средняя годовая мутность воды Дуная в 1970 г. составляла у п.Оршова 131 г/м^3, у п.Джурджиу 153 г/м^3 и при входе в дельту Дуная 171 г/м^3. По отношению к средним многолетним значениям мутности нижнего Дуная (204 г/м^3 у Оршовы, 290 г/м^3 у Джурджиу и 340 г/м^3 при входе в дельту), значения мутности, измеренные в 1970 г., были меньше примерно на 44 % . Очевидно, что концентрация наносов на Дунае в 1970 г. была значительно ниже, чем в паводки предыдущих лет.

4. Выводы

Из анализа результатов натурных измерений и обработки данных по жидкому и твердому стоку румынского участка Дуная за 1970 г. можно сделать следующие выводы:

1. Обилие жидких осадков и большие запасы снега в средней и верхней зонах бассейна Дуная, обусловили большую величину жидкого стока Дуная в 1970 г. оцениваемую обеспеченностью 1-5 % . Хотя максимальное значение среднесуточного расхода воды в 1970 г. достигло 13 900 - 15 500 м^3/сек, годовой объем стока Дуная был меньше, чем в 1941 г.

2. Сток наносов, наблюдавшийся в нижнем течении Дуная в 1970 г., был значительно меньше, чем в другие годы с подобными паводками. Хотя 1970 год характеризовался обильным жидким стоком Дуная, годовое количество наносов, вынесенных Дунаем, меньше среднемноголетнего значения (нормы). Замечено значительное уменьшение мутности воды Дуная по сравнению с предыдущим периодом, причиной чего может быть влияние новых гидротехнических сооружений в бассейнах притоков Дуная.

Литература

1. POPESCU, B. - Inundatiile catastrofale din mai-iunie 1970 şi problemele pe care le ridica in gospodărirea raţională a apelor, in "Hidrotehnica" nr.12, Bucureşti 1970, p. 611-614.
2. DONEAUD, A. - Un fenomen meteorologic rar intilnit in ţara noastră, cu caracter catastrofal, in "Hidrotehnica" nr.12, Bucureşti 1970, p. 615-619.
3. DIACONU, C., LAZARESCU, D., MOCIORNITA, C. - Aspecte hidrologice ale viiturilor pe unele riuri interioare din primăvara anului 1970, in "Hidrotehnica" nr.12, Bucureşti 1970, p. 620-627.
4. BONDAR C. - Date hidrologice noi rezultate din măsurătorile şi observaţiile directe efectuate pe sectorul românesc al Dunării in perioada apelor mari din aprilie-iunie 1970, in "Hidrotehnica" nr.12, Bucureşti 1970, p. 628-635.
5. RUSU, C. - Inundaţiile in ţara noastra şi masurile carese impun pentru reducerea efectului lor distructiv, in "Hidrotehnica" nr.12, Bucureşti 1970, p. 646-653.

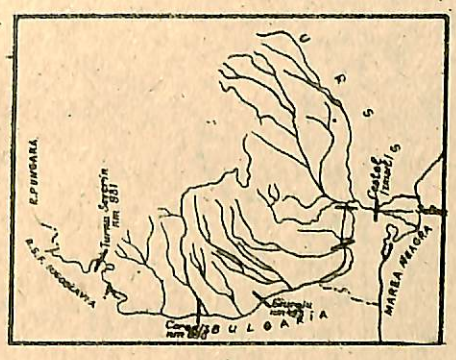


Рис.I. Схема расположения створов, на которых в 1970 г. проводились измерения расходов воды (Q) и наносов (R) р.Дуная.

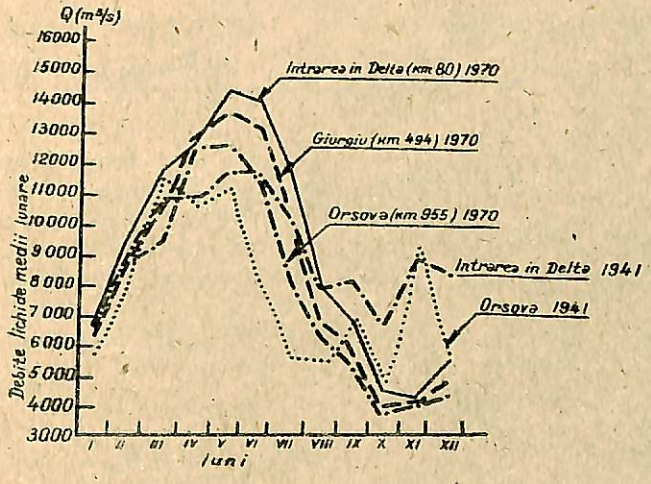


Рис.2. Сопоставление хода среднемесячных расходов воды р.Дуная в 1970 и 1941 гг.

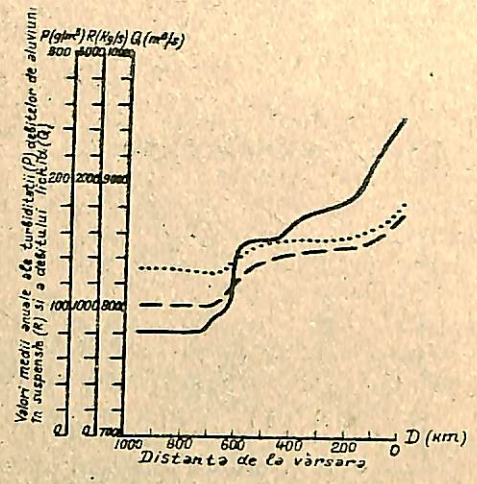


Рис.3. Графики изменения по длине Дуная средних годовых расходов воды (Q), расходов взвешенных наносов (R) и средней мутности воды (P) за 1970 г.

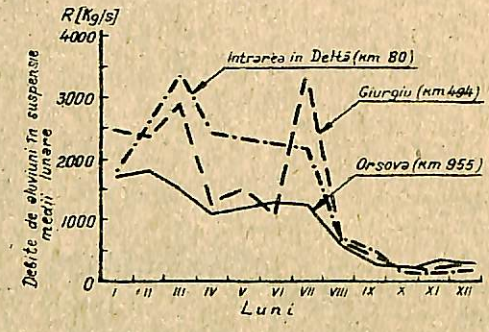


Рис.4. Графики колебания средних месячных расходов взвешенных наносов Дуная в 1970 г.

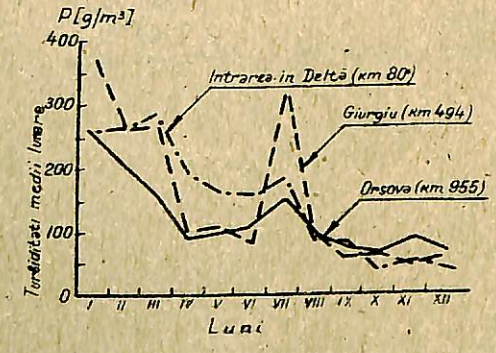


Рис.5. Графики колебания средней месячной мутности воды на р.Дунае в 1970 г.

АНАЛИЗ РАЗВИТИЯ И ПРОГНОЗ ПАВОДКА НА Р.ТИССЕ ВЕСНОЙ 1970 ГОДА

Р.ДРАЖЕТА

Гидрометеорологический институт,
Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

Анализ развития и прогноз паводка на р.Тиссе весной 1970 года

В докладе, составленном прогностическим центром Союзного гидрометеорологического института изложены мероприятия по организации службы прогнозов в Югославском секторе р.Тиссы. Дан обзор влияния р. Дуная на режим Тиссы. Рассмотрено международное сотрудничество по обмену информацией и прогнозами режима вод в бассейне р.Тиссы.

S u m m a r y

The work of the Federal Hydrometeorological Institute Centre of Forecasts is being presented in the light of steps taken for issuing forecasts for the Yugoslav section of Tisa.

A presentation is given of the Danube situation effect on the Tisa situation which was of great importance in the situation given. A reference is also given to an international cooperation upon exchange of information on situation of waters at the mouth of Tisa and exchange of forecasts.

K u r z f a s s u n g

Das Referat der Abteilung für Hydrologische Prognose der Jugoslawischen hydrometeorologischen Anstalt bezieht sich auf das Bekanntgeben der Prognose für den Fluss Teiss in Jugoslawien.

Dieses Referat darstellt den Einfluss des Donauwasserstandes auf den Teisswasserstand. Hier bespricht man von dem zwischenstaatlichen Informationswechsel für die Wasserstandsprognose in dem Teissflussgebiet.

Введение

Половодье на реке Тиссе весной 1970 года как по максимальным уровням воды, так и по продолжительности стояния высоких уровней, при которых действуют меры защиты от наводнения, представляет собой очень редкое явление на югославской части Тиссы.

На Тиссе у Сенты регулярные меры защиты от наводнения начинают действовать при уровне 650 см, а внесрочные – при уровне 800 см. Так как при таких уровнях воды только дамбы не позволяют Тиссе разливаться по югославской территории, служба гидрологических прогнозов приобретает особое значение, а сами прогнозы являются основным средством информации при планировании мер по борьбе с наводнением.

В настоящем докладе приведены общие сведения об основных элементах половодья, прогнозы, имеющие значение для действия мер защиты от наводнения, указан объем и источник сведений, которыми располагал Союзный гидрометеорологический институт при составлении этих прогнозов и дано общее заключение о необходимости обмена материалами и информацией гидрометеорологического характера между странами, на территории которых расположен водосбор реки Тиссы.

Объем исходных данных

В Союзном гидрометеорологическом институте регулярно следят за общим состоянием реки Тиссы, а в случаях подъема уровня выше нормального, составляются краткосрочные прогнозы.

За режимом Тиссы помогает следить и ежедневная информация об уровнях воды в реке, получаемая в порядке обмена гидрологическими данными с соседними странами, а также ежедневная информация об осадках в бассейне Тиссы, получаемая в соответствии с международным обменом метеорологическими данными.

На карте бассейна р.Тиссы (рис.I) показаны водомерные посты, которые ежедневно передают информацию об уровнях воды и синоптические станции, передающие информацию об осадках через каждые I2 часов.

В период прохождения высоких уровней на Тиссе с 22 мая 1970 г. помимо данных регулярных сроков наблюдений поступали также ежечасные данные об уровнях на венгерской и румынской территории.

От венгерской службы поступали также данные о расходах воды и прогнозы.

Формирование половодья и прогноз

Интенсивное повышение уровней воды на Тиссе, наблюдавшееся в марте 1970 года является нормальным явлением так как весной половодье наблюдается почти ежегодно (за период с I92I по 1970 гг. максимальные годовые уровни воды на Тиссе у Сенты в 78 % случаев проходили в период с марта до июня и в 22 % случаев – в остальное время года).

После мартовского подъема и спада в апреле началось новое повышение уровней воды, которое продолжалось почти до конца месяца. И хотя максимум половодья в апреле очень редкое явление, все же максимальный уровень на Тиссе у Сенты в апреле достиг 802 см (рис.2).

Подъем уровней воды в марте вызван таянием снежного покрова, а подъем в апреле явился следствием таяния снега и жидких осадков, выпадавших с I по I4 апреля.

Высокие уровни воды, которые наблюдались в марте и апреле, не представляли опасности для побережья. С 25 апреля уровень воды на Тиссе стал понижаться. В конце апреля не было никаких данных, ни гидрологических ни метеорологических, могущих служить предвестниками нового подъема в мае. Медленное понижение уровня на Тиссе у Сенты, которое началось 25 апреля, прекратилось I5-го мая вслед-

ствие дождей, начавших выпадать с 4-го мая. 20-го мая стало ясно, что на Тиссе следует ожидать новый значительный подъем.

Серьезность этой ситуации была вызвана, однако, не необыкновенно большим количеством жидких осадков, как это было видно по имеющейся в то время информации, а тем, что на всех притоках, и особенно на главной реке, уровень воды оставался еще очень высоким, а почва была насыщена водой.

В период формирования паводков, прошедших в апреле, мае и июне, выпало много осадков частично ливневых (табл.I).

Таблица I

Сумма осадков на синоптических постах, мм

Номер поста по рис. I	Период выпадения осадков		
	I-I4 апреля	4-24 мая	3I мая-I3 июня
II968	37	9I	77
II993	24	50	45
I2772	29	70	72
I285I	68	55	79
I2860	36	38	54
I2882	20	86	86
I2892	27	96	55
I2982	20	39	60
I2990	20	9I	I00
I5004	40	I03	I4I
I50I0	36	68	I00
I5080	45	35	II9
I5085	56	I70	92
I5I20	I5	I26	II0
I5I45	40	I85	49
I5I70	I6	I25	84
I5200	38	58	I73
I5230	40	76	99
I5235	37	I45	76
I5247	36	7I	70
I5260	49	99	67
I5292	70	98	44

Уже I8 мая поступили сведения о значительном паводке на Марише. На основании данных об осадках, состоянии почвы в бассейне выше Сенты и сведений о катастрофическом паводке на Марише, 20 мая было ясно, что на югославской части реки Тиссы проходит третий подъем, который должен быть значительным.

20 мая было дано предупреждение, что на Тиссе ожидается повышение уровня воды свыше 800 см. На основании тенденции повышения уровня и положения в верхней части бассейна, дан прогноз, что с 2I по 26 мая ожидается повышение уровня до 860 см (26 мая уровень воды был 856 см).

Сведения о катастрофическом паводке на р.Марише и повышении уровня на р.Кереши в верхнем течении Тиссы показали, что аналогия с предыдущими паводками необоснована и прогноз нужно давать на основаниии анализа состояния увлажненности бассейна, запасов воды в речной сети и развития погоды.

На основании такого анализа составлялись прогнозы по методу линейной корреляции уровней (расходов); при этом учитывалось влияние Дуная на снижение подъема на югославском секторе Тиссы.

На основании прогноза, составленного таким образом, была установлена тенденция дальнейшего повышения уровня с заблаговременностью, зависящей от информации об уровнях (расходах) воды.

Так 25 мая по имеющимся данным можно было ожидать повышение уровней воды. На основании этого составлен прогноз об ожидаемом повышении уровней до 29 мая, с максимальным уровнем, не отличающимся от абсолютного максимума у Сенты (886 см), наблюдавшегося в I932 году.

27 мая I970 г. при уровне Тиссы у Сенты, равном 865 см, дан следующий прогноз: "Ожидается дальнейшее повышение уровня на югославской части реки Тиссы до 2 июня с максимальным уровнем около 900 см. Фактический максимальный уровень наблюдался 2 июня и составил 907 см.

Влияние Дуная на режим Тиссы

Влияние Дуная на режим Тиссы сказывается особенно сильно на югославской части ее течения. Во время половодья в I970 году это влияние было положительным, так как во время повышения уровня на Тиссе в течение апреля и мая уровень на Дунае понижался.

Такое состояние Дуная было особенно благоприятно в конце мая и в начале июня во время самого высокого уровня на Тиссе, что ускорило понижение горизонта вод на Тиссе от водомерного поста Сенты, до впадения Тиссы в Дунай. На рис.2 сопоставлен ход уровней воды на водомерном посту Вуковар на Дунае и р.Тиссе. При прогнозе максимального уровня на водомерных постах Бечей и Тител нужно было считаться с тем, что уровень на Дунае будет понижаться. Поэтому для Тиссы у водомерного поста Тител, согласно прогнозу, максимальный уровень должен был быть ниже максимума, наблюдавшегося в I940 году.

Влияние Дуная на режим половодья в нижнем течении Тиссы заметно при сравнении абсолютных отметок максимальных уровней на водомерных постах Сегедин, Сента, Нови Бечеи и Тител в половодья I932, I940 и I970 гг., самые характерные в течение последних 70 лет. На рис.3 приведены линии максимальных уровней вдоль течения реки между постами Сегедин и Тител, за эти половодья, а также показаны графики уровней воды на водомерных постах Сента, Нови Бечей и Тител на Тиссе и Вуковар на Дунае. По графикам, приведенным на рис.3, легко можно заметить влияние Дуная в каждом из указанных половодий. Таким образом, ясно, что максимальный уровень на Тиссе у водпоста Тител, наблюдавшийся в I940 году, является, главным образом, результатом влияния режима Дуная, а не Тиссы.

При составлении прогноза максимального уровня на Тиссе весной 1970 года был учтен текущий режим Дуная и обращено внимание организации по борьбе с наводнением на значительное уменьшение подъема вдоль нижнего течения реки Тиссы, из-за понижения уровня Дуная.

Заключение

Прогностический центр Союзного гидрометеорологического института располагал очень скудными данными по наблюдениям над режимом р.Тиссы и составлял краткосрочные прогнозы по данным о состоянии поверхности бассейна.

Между тем значение факторов, определивших формирование половодья в мае 1970 года было таково, что можно было ожидать большой подъем уровня.

Для прогноза максимального уровня в створах некоторых водомерных постов на югославской территории был использован метод линейной корреляции, учитывающий расходы в верхних створах, а конечные результаты уточнялись в связи с увеличением падения уровня воды в нижней части Тиссы, вследствие понижения уровня Дуная.

Данные об осадках по синоптическим станциям необходимы для анализа состояния водосбора. Осадки в бассейне Тиссы характеризовались сравнительно небольшим числом данных. В дальнейшем может оказаться другое распределение осадков по бассейну Тиссы, вследствие чего потребуется более значительный объем информации.

Обмен информацией между заинтересованными странами – Венгрией, Румынией и Югославией в паводок 1970 г. был достаточным. Сотрудничество, таким образом, было вполне удовлетворительным. Однако, для более успешного освещения режима Тиссы необходимо организовать обмен большего объема данных, чем в настоящее время, в границах Конвенции режима навигации по Дунаю. По мере увеличения опасности наводнений объем информации следовало бы увеличить, особенно при больших осадках и высоких уровнях воды.

Для такого обмена данных нет технических препятствий, а важность всеобщего наблюдения над режимом Тиссы получила подтверждение в 1970 году.

Работа над созданием распространенной программы обмена информацией должна развиваться в границах общей программы по развитию методики прогноза режима вод р.Тиссы.

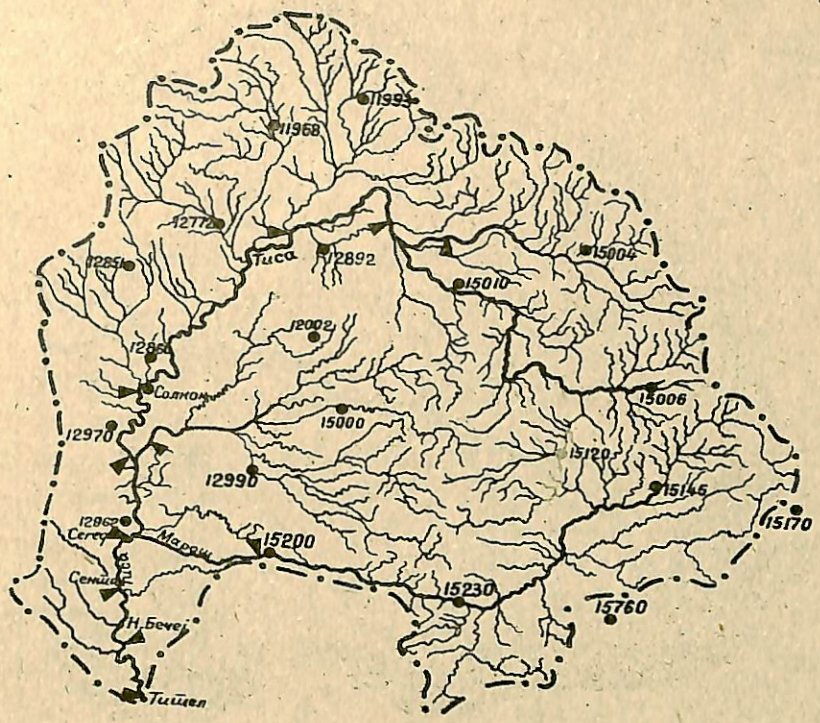

11993
11968
12772
12851
Тиса
12892
15004
15010
12002
12866
Солнок
15006
12970
15000
15120
12990
15146
15170
12862
Сегед
Марош
15200
Семлин
Тиса
15230
15760
Н.Бечей
Тителъ

Рис.I.

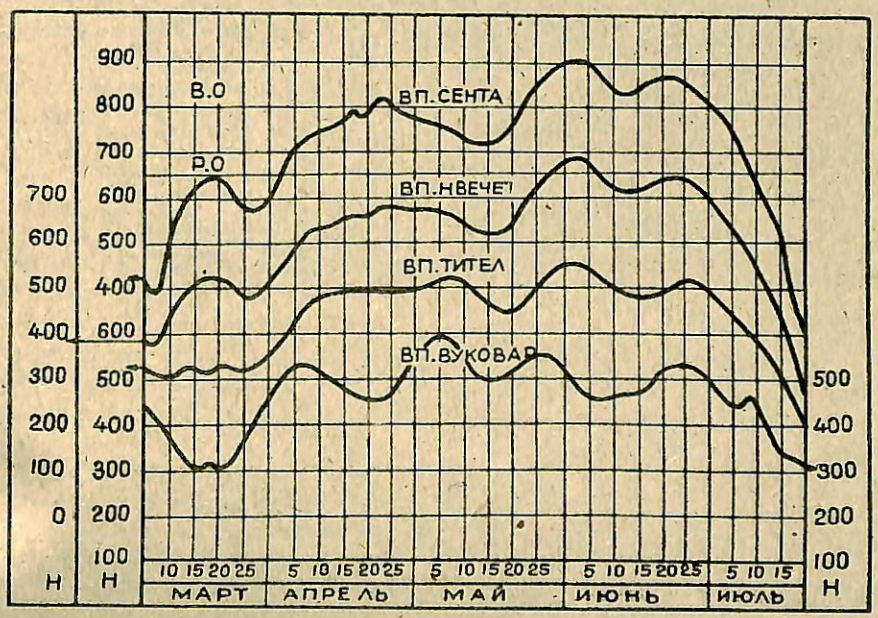

900
800
700
600
500
400
300
200
100
H
700
600
500
400
300
200
100
0
H
B.0
P.0
ВП.СЕНТА
ВП.НВЕЧЕЙ
ВП.ТИТЕЛ
ВП.ВУКОВАР
500
400
300
200
100
H
10 15 20 25
5 10 15 20 25
5 10 15 20 25
5 10 15 20 25
5 10 15
МАРТ
АПРЕЛЬ
МАЙ
ИЮНЬ
ИЮЛЬ

Рис.2.

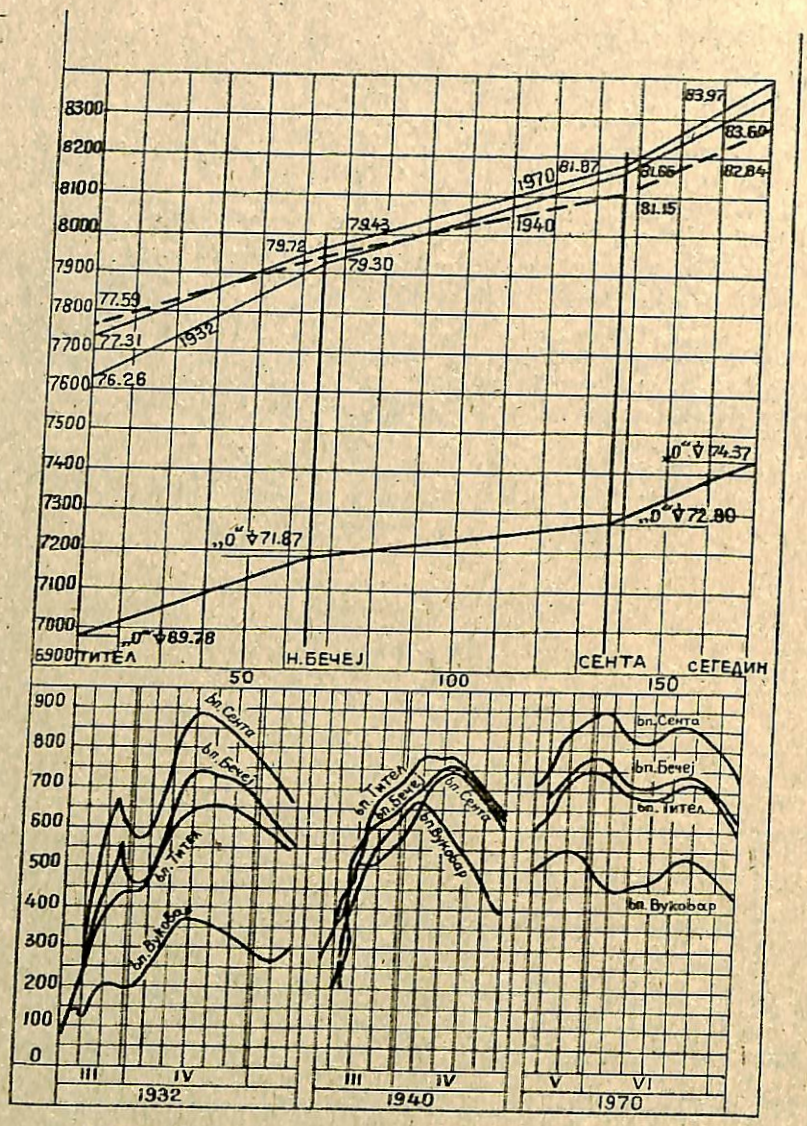

8300
8200
8100
8000
7900
7800
7700
7600
7500
7400
7300
7200
7100
7000
6900
83.97
83.69
82.84
81.87
81.66
81.15
1970
1940
1932
79.78
79.43
79.30
77.59
77.31
76.26
„0" ∀ 74.37
„0" ∀ 72.80
„0" ∀ 71.87
„0" ∀ 69.78
ТИТЕЛ
Н.БЕЧЕЈ
СЕНТА
СЕГЕДИН
50
100
150
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
бп.Сента
бп.Бечеј
бп.Тител
бп.Вуковар
III
IV
V
VI
1932
1940
1970

Рис.3.

УСЛОВИЯ ПРОХОЖДЕНИЯ ПАВОДОЧНЫХ ВОЛН В НИЖНЕМ ТЕЧЕНИИ ТИССЫ В 1970 ГОДУ

ВЕРА МИЛОРАДОВ
Институт водного хозяйства им. Ярослава Черни,
Белград, СФРЮ

Р е з ю м е

В докладе рассматривается влияние Дуная на уровни Тиссы в ее нижнем течении. В нем производится статистический анализ совпадения паводковых расходов Тиссы в ее устье и уровней Дуная за многолетний период, и в 1970 году. Для теоретического обоснования корреляционного поля использовано "Гамма"-распределение; в докладе рассматривается способ его применения и результаты расчета обеспеченности появления уровней Дуная при разных расходах воды в р.Тиссе.

На основании данных гидрометрических измерений, выполненных у Сенты в прошлые годы и в 1967 году, показано изменение общего (участкового) коэффициента шероховатости, определенного по формуле Маннинга.

В выводах указывается, что паводки Тиссы в 1970 году совпадали со средними (самыми вероятными) уровнями Дуная в ее устье и что условия прохождения паводковых волн в пойме в 1970 г. были более трудными, чем при подобных паводковых волнах в прошлом, что частично объясняется более развитой растительностью.

S u m m a r y

The report examines the Danube influence zone upon the levels of the river Tisa in its lower course. It contains a statistical analysis of the coincidences of the river Tisa high waters with the Danube levels at its mouth in periods of several years and especially in the year 1970. For the theoretical interpretation of the correlation field the "Gamma" distribution was used and the Author explains the method of its application, giving at the same time the results of the calculation for the probability of the appearance of water levels on the Danube at individual flows of the river Tisa.

From hydrometrical measurements performed on the Senta profile in the past and in 1970, the change of the general (sectorial) roghness coefficient by Maning is given.

Finally the conclusion is drawn that the Tisa high waters in 1970. coincided with the average (most probable) levels on the Danube at its mouth and that the conditions for passing in the major bed had been more serious than with similar waves in the past, which is partially explained by the more exuberant vegetation.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Im Referat wird die Einflußzone der Donau auf die Niveaus der Theiß im Unterlauf betrachtet. Die statistische Analyse der Hochwässerkoinzidenz des Theißflusses und des Donauniveaus an ihrer Mündung wird für mehrjährige Perioden und insbesondere für das Jahr 1970 gegeben. Zur theoretischen Interpretation des Korrelationsfeldes wurde die "Gamma" - Verteilung genützt und es werden ihre Anwendungsart, sowie die Berechnungsergebnisse der wahrscheinlichen Wasserstandserscheinungen an der Donau bei einzelnen Durchflüssen des Theiß-Flusses, gegeben.

Aufgrund hydrometrischer am Profil Senta durchgeführter Messungen in der Vergangenheit und im Jahre 1970, erfolgte die Darstellung der Änderungen des allgemeinen (Abschnitts-) Rauhigkeitskoeffizienten nach Manning.

Am Ende wird die Schlußfolgerung gezogen, daß die Hochwässer der Theiß im Jahre 1970 mit den durchschnittlichen wahrscheinlichsten Donauniveaus an ihrer Mündung koinzidierten und daß die Durchflußbedingungen im Major-Bett schwieriger waren als bei ähnlichen Flutwellen in der Vergangenheit, was teilweise durch die üppigere Vegetation erklärt werden kann.

I. Введение

Исключительно высокие уровни реки Тиссы в 1970 году, а также значительные убытки, нанесенные прибрежным районам, явились причиной усиления гидрологических исследований реки Тиссы с разных аспектов, главным образом, в целях принятия срочных мер по защите от паводков в будущем. Водохозяйственный институт имени Ярослава Черни в Белграде провел в 1970 году (начиная с 22 мая) 59 гидрометрических измерений у Нового Бечея и Сенты в основном русле и в пойме Тиссы, а в апреле 1971-го года нами закончено и одно комплексное гидравлическо-гидрологическое исследование режима паводков Тиссы в СФРЮ. При разработке этого исследования консультантами автора были профессор д-р Славолюб Иованович и доцент инженер Милорад Милорадов, а главной сотрудницей была инж.Милена Радойчич. Настоящий доклад посвящается только некоторым проблемам, рассмотренным в этом исследовании.

2. Совпадение паводков р.Тиссы и уровней Дуная

Режим реки Тиссы в нижнем течении находится всегда под более или менее значительным влиянием уровня Дуная. Это влияние ощущается иногда и вверх по течению до Сегедина, что видно из рис.I. На этом рисунке параллельно показываются случайно выбранные пары (a, a') и (b, b') установившихся пиковых уровней на водпостах Тиссы от устья до Сегедина за новейший период (те же условия, близкие расходы, но весьма различные по отметкам, так как уровни Дуная в случаях a' и b' были значительно более высокими). Появлялись и гораздо более значительные различия в уровнях воды в устье (рис. 3), при тех же самых расходах воды Тиссы, чем были те, которые показаны на рис.I.

Существует мнение о том, что исключительно высокие уровни воды в 1970 г. в нижнем течении Тиссы являются частично следствием высоких уровней Дуная. В целях выяснения этого вопроса мы провели исследование совпадения высоких уровней Тиссы и Дуная. На рис.2, 3 и 4 показаны корреляционные поля за периоды: 1901-33 год, 1934-70 год и в отдельности за 1970 год. На этих рисунках абсцисса Q означает паводковые расходы Тиссы, а ордината Z - отметки уровней Дуная в устье Тиссы. В маленькие квадраты, образованные пересечением интервалов расходов Тиссы и уровней Дуная, вписано общее количество дней, в течение которых одновременно появлялись Q и Z данных интервалов в периоде, к которому относится график. Учитывались все дни этого периода, в течение которых расход воды р.Тиссы превышал 1000 м^3/сек.

Из сравнения корреляционных полей, показанных на рис.2, 3 и 4, а также из сравнения линий математического ожидания $MO(Z/Q)$, показанных на рис.5, можно сделать вывод:

- что паводковые волны Тиссы в 1970 году совпадали с уровнями Дуная, соответствующими средним (самым вероятным) условиям в устье, установленным для периода с 1934 по 1970 год;
- что условия прохождения паводков в устье Тиссы были более благоприятными в период с 1901 по 1933 год, чем в период с 1934 по 1970 год, то-есть, что в новейшем периоде те же самые расходы реки Тиссы встречались с более высокими уровнями Дуная, чем это было в предыдущем периоде. Это повышение составляет 90 см при $Q_{Тиссы\ 1\%} = 4100$ м^3/сек.

Теоретическое обобщение корреляционного поля на рис.3 выполнено с помощью трипараметрической функции распределения "Гамма" [1]:

$$P(X>x)=F(X-X_o)=\frac{\lambda^{-\alpha}}{\Gamma(\alpha)}\int_{X_o}^{X}(t-X_o)\ell^{(t-X_o)}dt, \quad (t>X_o),$$

где $\lambda=\frac{M_1-X_o}{M_2}$, $\alpha=\frac{(M_1-X_o)^2}{M_2}$, $X_o=M_1-2\frac{M_2^2}{M_3}$.

Предварительно для всех интервалов Q (J = I, 2 . . . . 25) из эмпирических распределений $P(Z/Q)$ вычислены статистические моменты M_1, среднее квадратичное отклонение σ и параметры "Гамма" распределения λ и α, значения которых на рис.6 и 7 отмечены точками. Затем по размещению эмпирических точек на рис.6 приняты кривые $M_1(Q)$ и $\sigma(Q)$ и с их помощью вычислены и кривые $\lambda(Q)$ и $\alpha(Q)$, чем определено теоретическое "Гамма" распределение во всех интервалах Q.

Значение X_o не могло быть вычислено по приведенной выше формуле, так как во многих интервалах Q количество данных было недостаточным для надежного вычисления момента M_3. Вследствие этого значение X_o для каждого интервала Q устанавливалось подбором, исходя из условия, что обеспеченность P = 50 % соответствует принятой кривой $M_1(Q)$.

Кривые, соединяющие отметки Z Дуная в устье Тиссы с той же самой обеспеченностью $P(Z/Q)$ по "Гамма" распределению, показаны на рис.8. На основании этого графика можно произвести оценку возможных уровней Дуная Z в устье Тиссы при отдельных паводочных расходах Тиссы Q.

3. Коэффициент общей шероховатости на участке Тиссы выше Нового Бечея

Из сравнения уровней c и c' на рис.I видно, что в 1970 году у паводков Тиссы ниже Сегедина были более трудные условия для стока, чем у паводков 1940 года, так как при том же самом расходе воды в конце паводков вверх по течению наблюдались более высокие уровни, которые не являются следствием подпора Дуная (уровни воды в Дунае в 1970 году были даже более низкими, чем в 1940 году).

После того, как было установлено, что основное русло Тиссы за период с 1940 по 1970 год под влиянием руслового регулирования в конце прошлого и в начале этого века все еще продолжает постоянно углубляться (углубление для среднего профиля за период с 1949 по 1969 год было порядка I,00 м), то-есть, что его пропускная способность вдоль всего рассматриваемого участка со временем увеличивается, напрашивается вывод, что у паводков 1970 года пропускная способность поймы по сравнению с 1940 годом должна была быть уменьшенной. Из рис.I видно, что в 1970 году были более высокими общие участковые коэффициенты шероховатости по сравнению с прежними паводками. Это до некоторой степени можно объяснить более развитой растительностью (в мае-июне 1970 года по сравнению, например, с растительностью в апреле 1940 года).

Для построения графика на рис.9 использовано уравнение:

$$n = \frac{(FR)^{2/3}}{Q} J_o^{1/2},$$

где площадь F и гидравлический радиус R вычислены для профиля в Сенте, Q - измеренный расход воды в том же профиле (профиль находится под мостом и не имеет поймы), а уклон J_o вычислен как касательная в точке Сента на параболе второго порядка, проведенной через 3 точки по уровням у городов Нови Бечей, Сента и Нови Кнежевац.

Суточные расходы Тиссы за многолетний период, которые приводятся в этом докладе, определены с помощью параметрической кривой расхода воды $Q = Q(H, J_o)$ [2]; вследствие влияния Дуная не существует однозначная зависимость $Q(H)$ для Тиссы ниже Сегедина (см. рис.I и 3), поэтому использование таких кривых для створов в нижнем течении р.Тиссы нельзя считать достаточно обоснованным.

4. Выводы

Режим реки Тиссы ниже Сегедина находится под влиянием уровня Дуная в устье Тиссы (в диапазоне всех расходов воды), поэтому использование однозначных кривых расходов воды для этого участка Тиссы нельзя считать достаточно обоснованным.

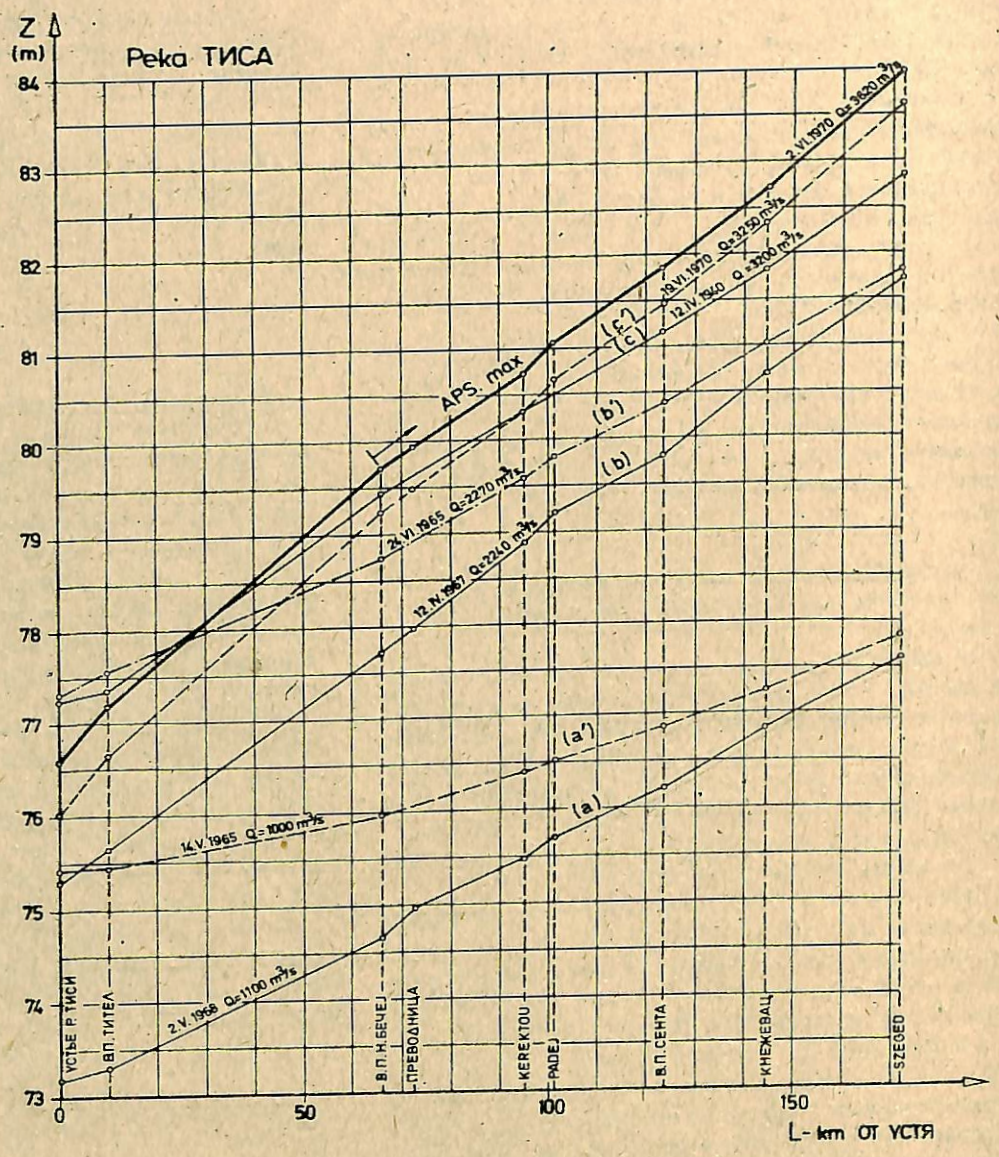
Уровни Дуная в устье Тиссы при паводках на р.Тиссе в 1970 г. соответствовали средним - самым вероятным условиям, то есть, при паводках на р.Тиссе не исключено формирование как более, так и менее высоких уровней в сравнении с теми, которые отмечены в 1970 году.

За период с 1934 по 1970 год паводочные расходы Тиссы совпадают с более высокими уровнями Дуная в районе ее устья, чем такие же расходы в предыдущем периоде с 1901 по 1933 год. Это, вероятно, является следствием выполненных работ в пойме Дуная вниз по течению от устья р.Тиссы в период с 1928 по 1934 год (исключение больших пойм).

Условия прохождения паводочных волн по Тиссе выше Нового Бечея были в 1970 году менее благоприятными, чем в прошлом, что, вероятно, является следствием более развитой растительности.

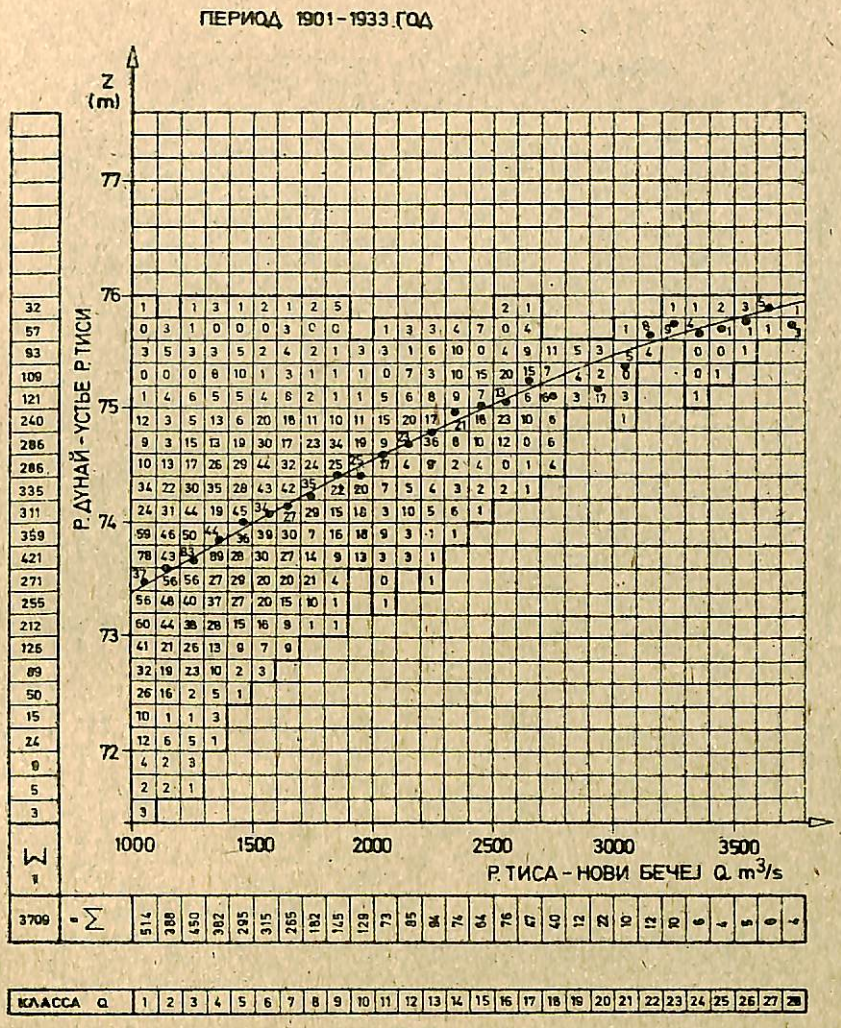
Литература

1. Dr Zoltan Szigyarto: The Tree parameters Gamma distribution for hydrology investigation; (Inst. Hydrology Symposium, Fort Colins 1967).
2. Dr Živko Vladisavljević: "Promene u režimu gornjeg toka jugoslovenskog Dunava". Saopštenja Instituta "Jaroslav Černi", No.24, Beograd, 1962.g.
3. Vera Miloradov, Milena Radojčić-Studija: "Analiza i odredjivanje merodavnih vodostaja za potrebe sanacije odbrambenih linija pored reke Tise". Institut "Jaroslav Černi", Beograd, 1971.godine.



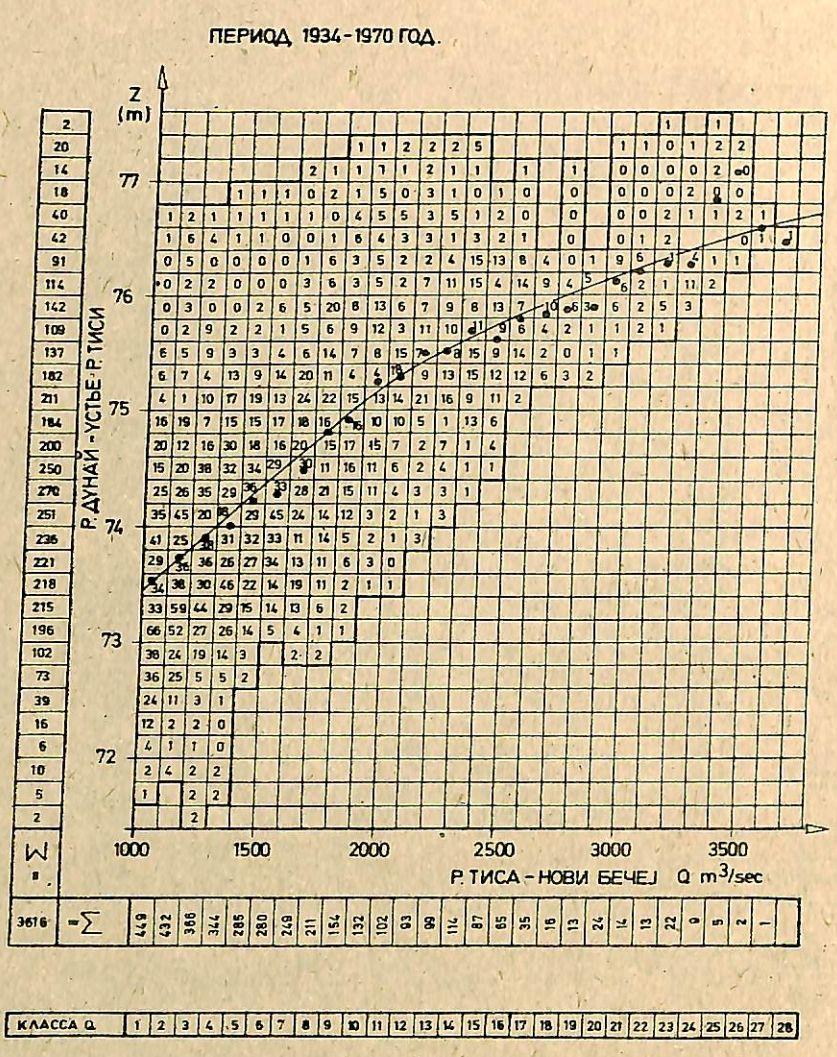
ФИГ. 1

Рис.I. Продольный профиль реки Тиссы от устья до Сегедина с характерными установившимися пиковыми уровнями, показывающими зоны влияния Дуная.



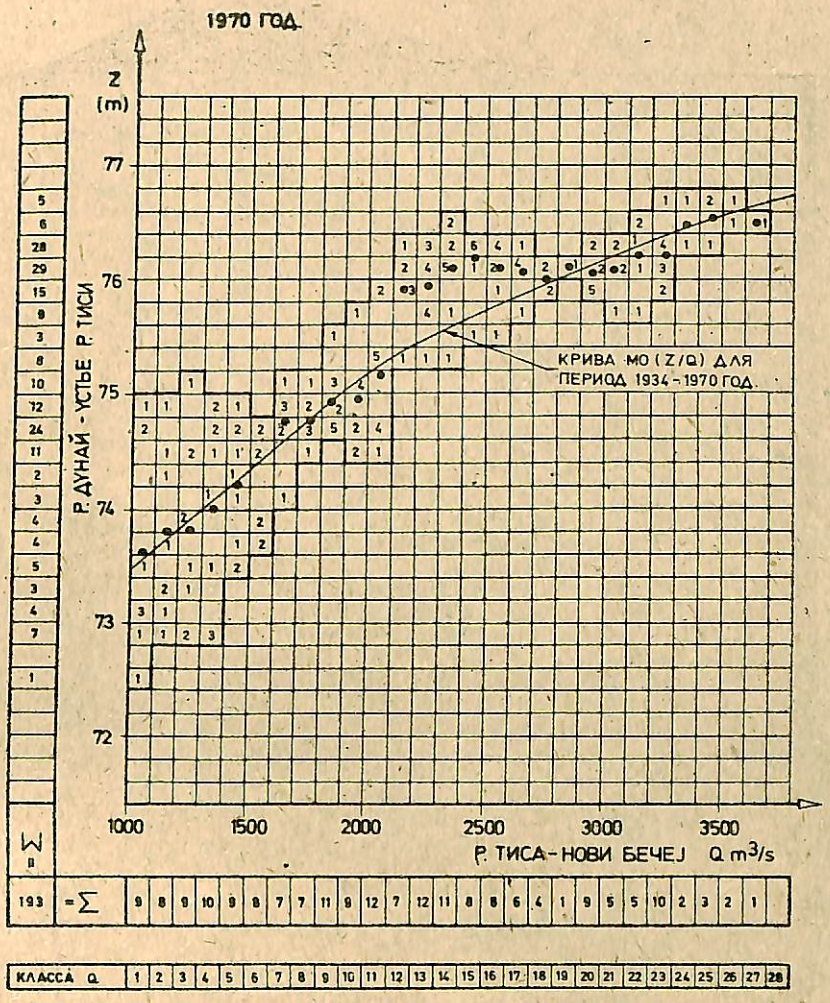
ФИГ. 2

Рис.2. Совпадение суточных уровней воды Дуная в устье Тиссы и одновременных расходов воды Тиссы у Нового Бечея $Q > 1000$ м^3/сек за период с 1901 по 1933 год.



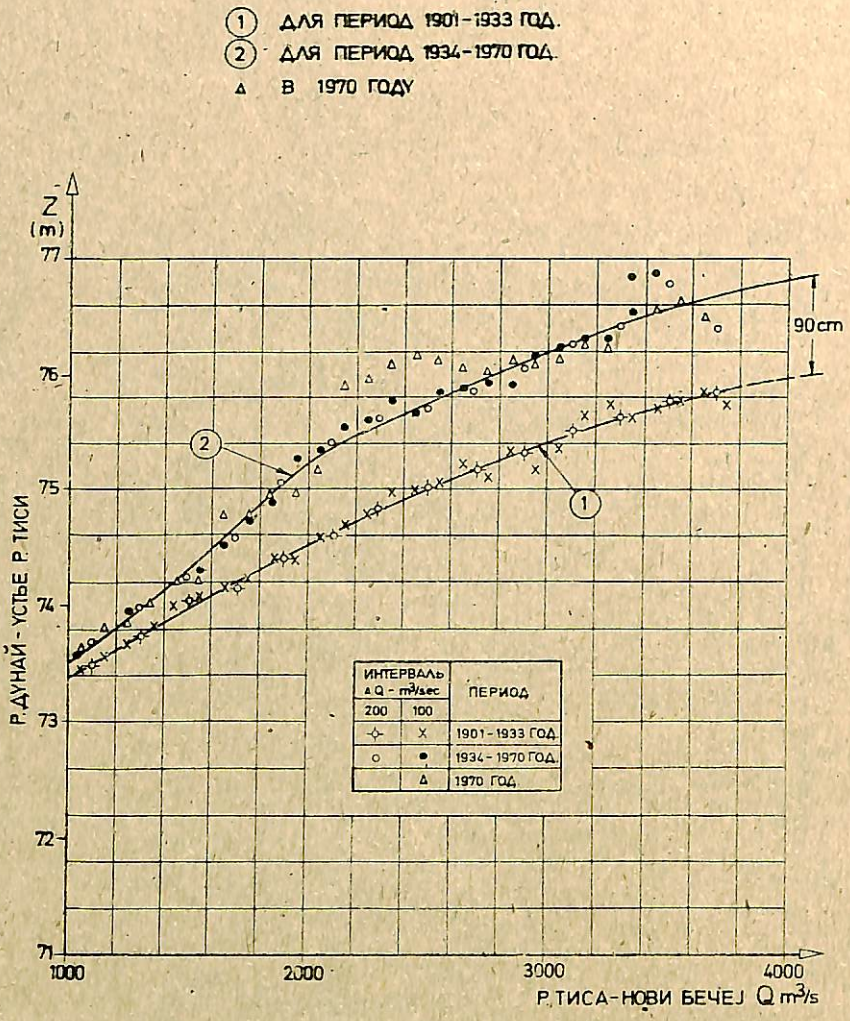
ФИГ. 3

Рис.3. Совпадение суточных уровней воды Дуная в устье Тиссы и одновременных расходов воды Тиссы у Нового Бечея $Q > 1000$ м^3/сек за период с 1934 по 1970 год.



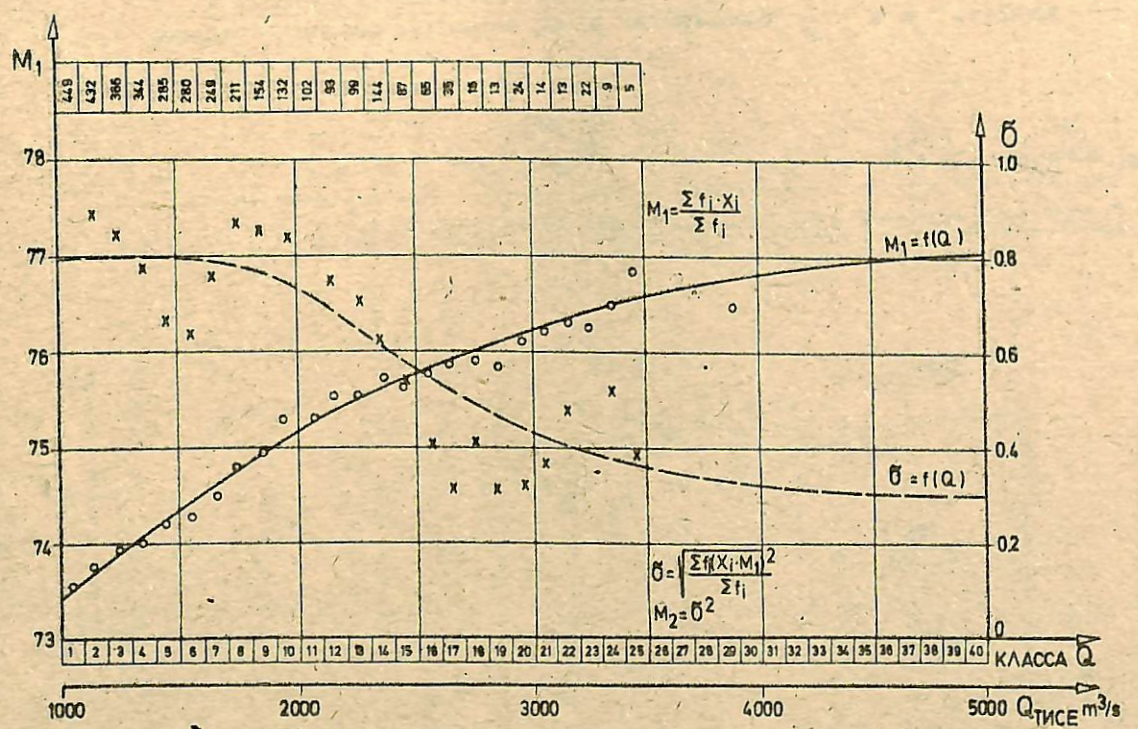
ФИГ. 4

Рис.4. Совпадение суточных уровней воды Дуная в устье Тиссы и одновременных расходов воды Тиссы у Нового Бечея $Q > 1000$ м^3/сек за 1970 год.



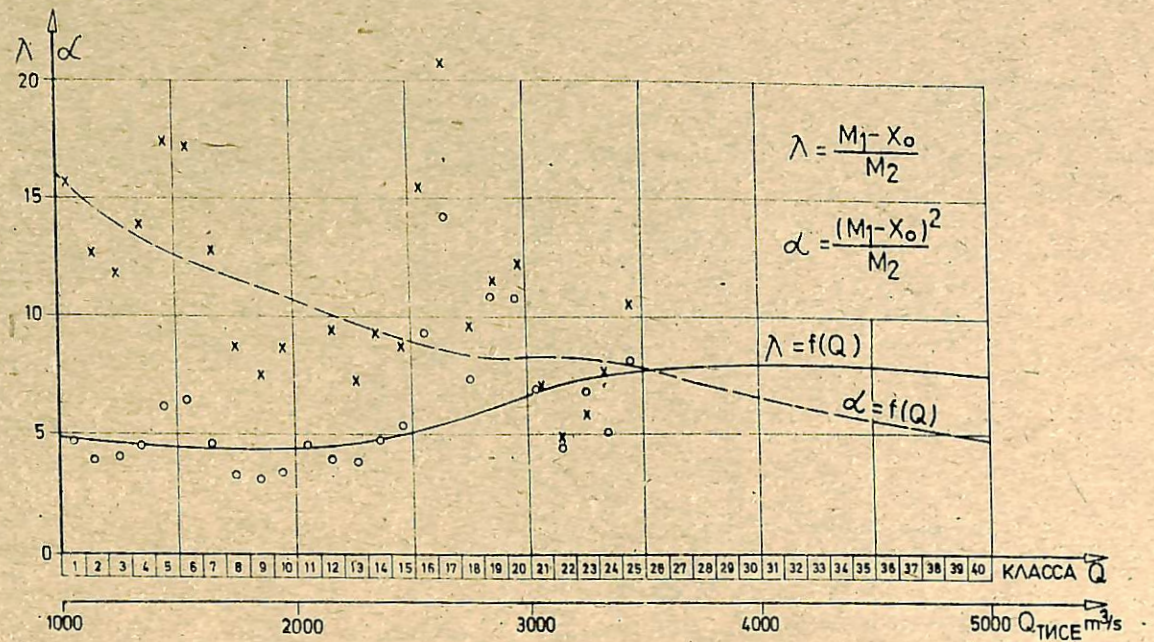
ФИГ. 5

Рис.5. Параллельные линии математических ожиданий M_I (Z / Q), для корреляционных полей на рисунках 2, 3 и 4.



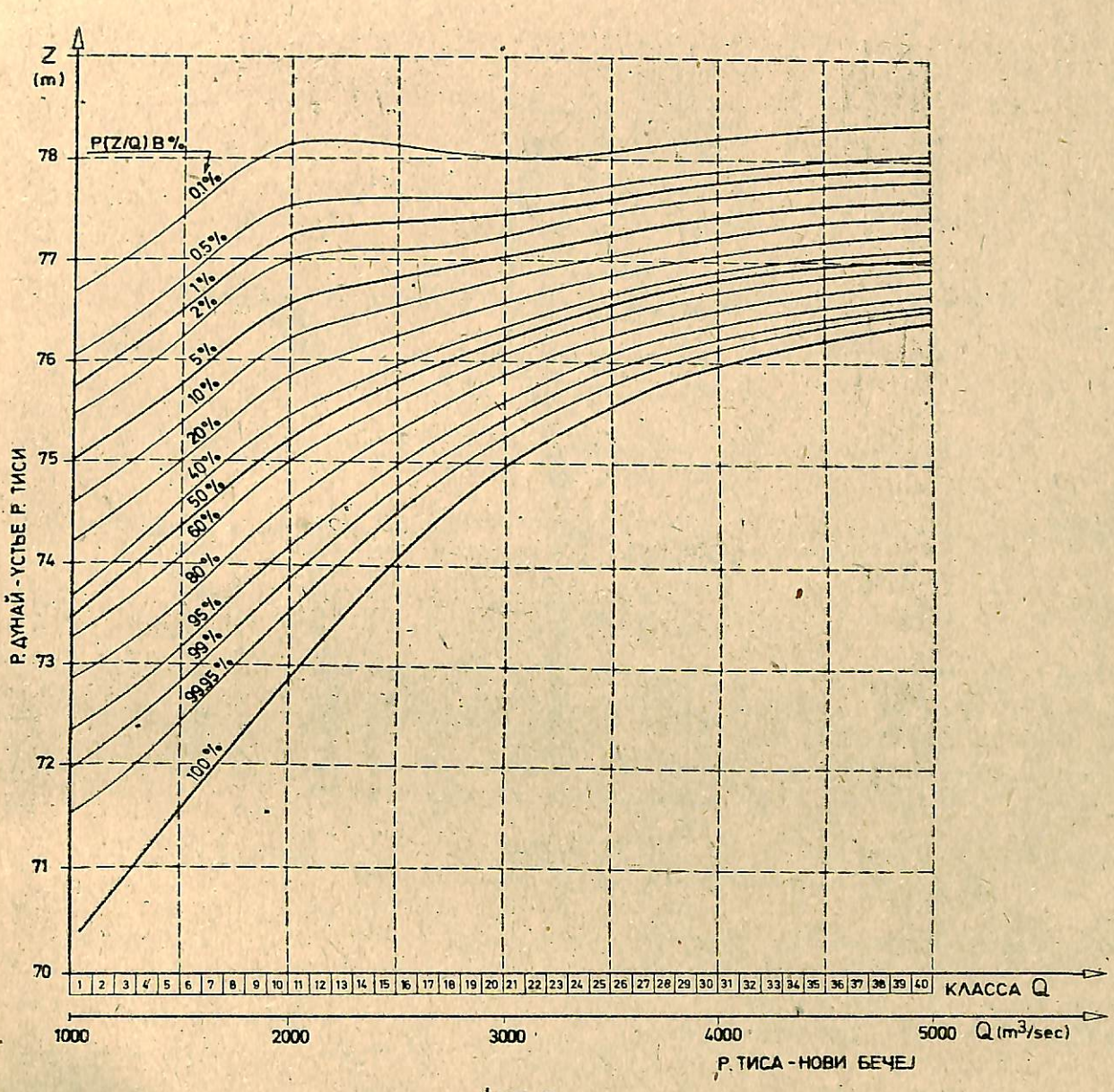
ФИГ. 6

Рис.6. Принятые кривые M_I (Z / Q) и σ (Z / Q) за период с 1934 по 1970 по эмпирическим данным для этих параметров.



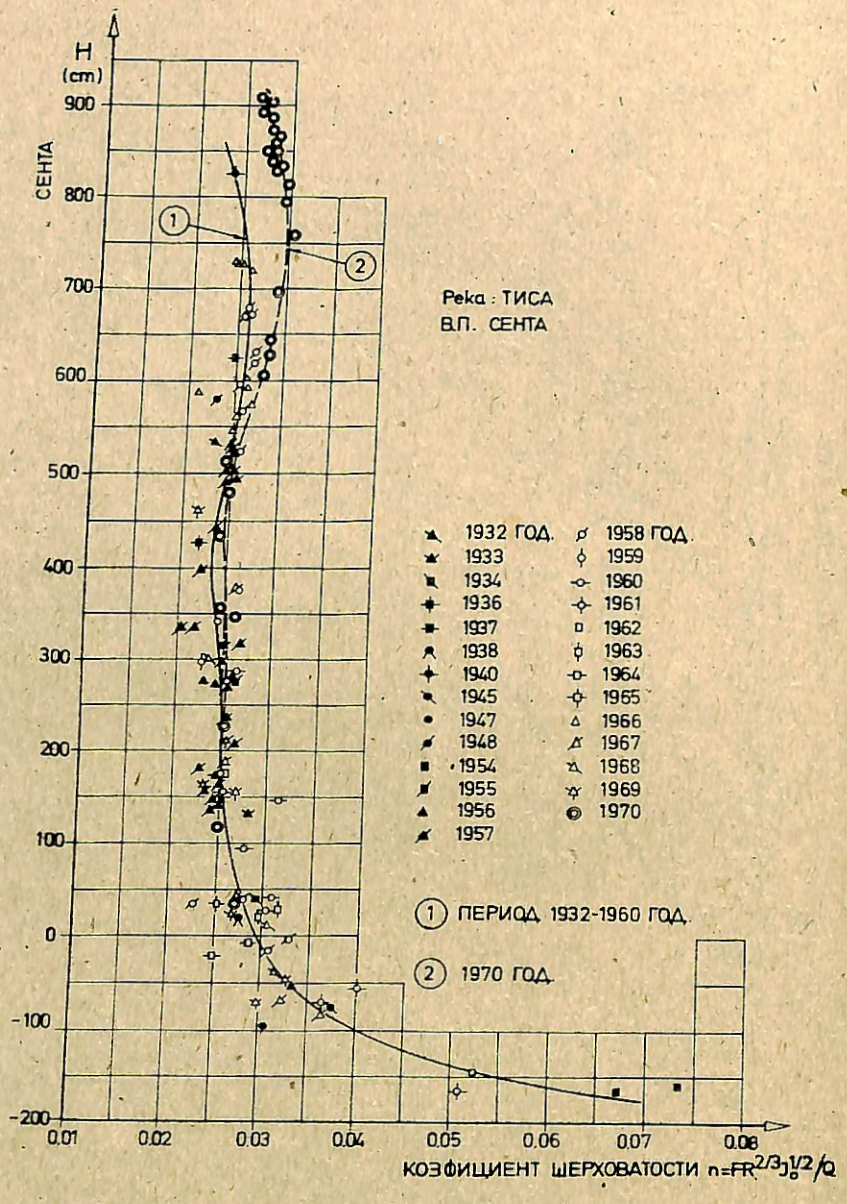
ФИГ. 7

Рис.7. Принятые кривые для параметров "Гамма" распределения λ и α по кривым с рисунка 6 и эмпирические данные для этих параметров.



ФИГ. 8

Рис.8. Кривые условной вероятности уровней Дуная в устье Тиссы при паводковых расходах р.Тиссы согласно "Гамма" распределению.



ФИГ. 9

Рис.9. Изменение общего коэффициента шероховатости по Манингу на участке Тиссы: Нови Бечей–Сента–Нови Кнежевац по гидрометрическим измерениям на профиле у Сенты в 1970 году и в прошлых периодах.

Представитель Правительства Украинской Советской Социалистической Республики:

1. ГАРКУША Н.А. – министр мелиорации и водного хозяйства Украинской ССР, Киев, ул.Красноармейская, 8

Представитель Главного управления гидрометеорологической службы при Совете Министров СССР:

2. КОРЗУН В.И. – канд.географ.наук, заместитель начальника Главного управления гидрометеорологической службы при СМ СССР, Москва, ул.Павлика Морозова, I2

Главы делегаций стран-участниц УI Конференции:

3. ЭРНСТ ГЛАЗЕЛЬ – глава делегации Австрии, дипломированный инженер, советник Центрального гидрографического бюро Министерства земельного и лесного хозяйства, Вена, А-I030, Марксерг.2

4. БОРИС МАРЧИНКОВ – глава делегации Народной Республики Болгарии, профессор, руководитель секции инженерной гидрологии Института водных проблем, София, кв.Гео Милев. IУ блок, ул.36

5. ПЕТЕР БАРТА – глава делегации Венгерской Народной Республики, инженер, научный сотрудник Научно-исследовательского института водного хозяйства, Будапешт 8, ул.Ракоци 4I

6. РУДОЛЬФ КУЛИК – глава делегации Германской Демократической Республики, дипломированный инженер, руководитель сектора Управления водного хозяйства, I08 Берлин, Шадовштрассе I6

7. РАЙНЕР КЕЛЛЕР – глава делегации Федеративной Республики Германии, профессор, доктор естествознания, профессор Института географии Фрайбургского университета, Фрайбург Д-78, Германн-Гердер-штрассе, II

8. ВАЛЕРИЙ ДУМИТРЕСКУ – глава делегации Социалистической Республики Румынии, научный сотрудник Института метеорологии и гидрологии, Бухарест

9. БОГАТЫРЬ Т.К. – глава делегации СССР, начальник Управления гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

I0. МИКУЛАШ БАЛЦО – глава делегации Чехословацкой Социалистической Республики, канд.техн.наук, заведующий отделом гидрологии Института гидрологии и гидравлики Словацкой Академии Наук, Братислава

11. МИЛУН ИВАНОВИЧ – глава делегации Социалистической Федеративной Республики Югославии, Председатель Национального комитета по МГД

Предоставители международных организаций:

12. БОЧИН Н.А. – Секретариат ЮНЕСКО, Париж
13. ГОДА ЛАСЛО – канд.техн.наук, Дунайская комиссия, Будапешт
14. СИМЕОН СИМЕОНОВ –Дунайская комиссия, Будапешт
15. КАРОЛИ ШТЕЛЬЦЕР – канд.техн.наук, директор ВИТУКИ, Дунайская комиссия, Будапешт

Участники Конференции:

Австрия

16. ВИНФРИД БРАУНЕР – дипломированный инженер, Управление Штирийского гидротехнического и энергетического строительства, Грай, Леонардгюртель, 10
17. КОНРАД ЦЕХАК – доктор философии, Центральный институт метеорологии и геодинамики, 1190 Вена, Гохе Варте, 38
18. ЙОЗЕФ ФРАНЦ – дипломированный инженер, Министерство строительства и техники, А 1010 Вена, Штубенринг 1
19. ОТТО ГРУБЕР – дипломированный инженер, Управление строительства, А 1030, Вена, Гетцгассе 2
20. ГЕРХАРД МУНДТ – дипломированный инженер, доктор, Управление электростанций Иохенштейн на р.Дунае, Пассау, Инштрассе, 10 а
21. КУРТ ШИМУНЕК – дипломированный инженер, Управление электростанций на р.Дунае, Вена, Тарлцринг, 12
22. АНТОН УРБАН – дипломированный инженер, Управление электростанций на р.Дунае, А 1011 Вена, Паркринг, 12
23. РУДОЛЬФ ВЕТЦЕЛЬ – дипл.кфм, Управление электростанций Иохенштейн на р.Дунае, Пассау, Инштрассе, 10 а

Народная Республика Болгария:

24. АЛЕКСАНДР ПЕТКОВ – Институт гидрологии и метеорологии, София, бульв.Ленина, 66
25. ДИМИТР ПЕЧИНОВ – канд.техн.наук, Институт гидрологии и метеорологии, София, бульв.Ленина, 66

Венгерская Народная Республика:

26. ТИБОРНЕ ТОКАРЬ – Научно-исследовательский институт водного хозяйства " ВИТУКИ ", Будапешт, ул.Ракоци, 41
27. КАРОЛИ БОДИ – Научно-исследовательский институт водного хозяйства " ВИТУКИ ", Будапешт, ул.Ракоци, 41

Германская Демократическая Республика

28. ГЕЙНЦ ШУБЕРТ – доктор философии, Гидрометеорологический институт, ГДР-102, Берлин, Инзельштрассе, 12

29. МАРТИН РАХНЕР – доктор естествознания, Гидрометеорологический институт, ГДР-102, Берлин, Инзельштрассе, 12

30. ГЮНТЕР ВИСНЕР – дипломированный инженер, Дирекция управления водного хозяйства Шпрее-Одер-Нейсе, ГДР 75

Федеративная Республика Германии:

31. ИОГАНН ПЕРЧ – дипломированный инженер, Дирекция водного хозяйства и судоходства, 84 Регенсбург, Кумпфмюллерштрассе, 6

32. ГЕЛЬМУТ ЗЕЙФЕРТ – дипломированный инженер, Министерство транспорта, 58 Бонн, Штернштрассе, 100

33. ГАНС-ЮРГЕН ЛИБШЕР – доктор естествознания, Федеральный институт гидрологии в Кобленце, Кобленц, Кайзерин-Аугуста-Анлаген, 15

34. ГЕЛЬМУТ ГИНРИХ – доктор, инженер, Федеральный институт гидрологии в Кобленце, Кобленц, Кайзерин-Аугуста-Анлаген, 15-17

35. РУПЕРТ МЕЙЕР – дипломированный инженер, Институт Оскара фон Миллера в Мюнхенском техническом университете, 8 Мюнхен 2 Арцисштрассе, 21

36. ГЕРТ ШУЛЬЦ – доктор, инженер, Институт гидротехнических сооружений университета в г.Карлсруэ, 75 Карлсруэ, Кайзерштрассе, 12

37. ГЕРМАН МЕНДЕЛЬ – дипломированный физик, Федеральный институт гидрологии в Кобленце, Кобленц, Кайзерин-Аугуста-Анлаген, 15

38. УЛЬРИХ ДЕ ХААР – доктор естествознания, Немецкое научно-исследовательское общество, 58 Бонн-Бад Годесберг, Кеннедиаллея, 40

Чехословацкая Социалистическая Республика:

39. МАРГИТА ВЕНЕТИАНЕРОВА – инженер, Институт водного хозяйства, Братислава, Карловеска, 9

40. СТАНИСЛАВ ВАЛИШ – канд.техн.наук, Политехнический институт, г.Брно, ул.Весларская, № 230

41. ИВАН КУНШ – Гидрометеорологический институт, Братислава, Езенева, 43

42. ЯРОСЛАВ УРБАН – канд.техн.наук, Научно-исследовательский институт водного хозяйства, Прага

43. ФРАНТИШЕК ДОЛЕЖЕЛ – инженер, Гидрометеорологический институт, Острава-Поруба, Кмисливне, I

Социалистическая Федеративная Республика Югославия:

44. ГРАДИМИР БОЖИЧ – Сектор водного хозяйства Союзного секретариата по хозяйственным делам

45. РАДМИЛО МАРКОВИЧ – доктор технических наук, Союзный гидрометеорологический институт, Белград, Бирчанинова, 6

46. СЛАВОЛЮБ ЙОВАНОВИЧ – доктор техн.наук, профессор, Строительный факультет, Белград, бульв. Революции, 73

47. МИЛОРАД МИЛОРАДОВ – канд.техн.наук, Институт водного хозяйства им.Ярослава Черни, Белград, бульв.Воеводы Мишича, 48

48. МИОДРАГ БОЖИНОВИЧ – Институт водного хозяйства им.Ярослава Черни, Белград, бульв.Воеводы Мишича,48

49. ВЕРА ГЛИГОРИЧ-МИЛОРАДОВ – Институт водного хозяйства им.Ярослава Черни, Белград,бульв.Воеводы Мишича,48

50. СЕРАФИМ ОПРИЦОВИЧ – Институт математики, Белград, Кн.Михайлова, 35

51. МИЛЕНА РАДОИЧИЧ – Институт водного хозяйства им.Ярослава Черни, Белград,бульв.Воеводы Мишича, 48

52. МИЛОШ БАОШИЧ – Институт водного хозяйства им.Ярослава Черни, Белград,бульв.Воеводы Мишича,43
53. ВЕЛИЗАР ПОПОВИЧ – Энергопроект, Белград, ул.Бранковича, 4
54. РАДИВОЕ ДРАЖЕТА – дипломированный метеоролог, Гидрометеорологический институт, Белград, ул.Бирчанинова, 6
55. БРАНИСЛАВ ВУКИЧЕВИЧ– Гидрометеорологический институт, Белград, ул.Бирчанинова, 6
56. ОГНЕН БОНАЦЦИ – дипломированный инженер, Гидрологический институт СРХ, Загреб, Грич, 3
57. МИОДРАГ САВИЧ – дипломированный инженер, Гидрометеорологический институт СР Сербии, Белград, бульв.ЮНА, 8
58. СТЕВАН ПРОХАСКА – Гидрометеорологический институт, Белград
59. ТАТЬЯНА ДЖОРДЖЕВИЧ – Гидрометеорологический институт, Белград
60. ГРГУР НАНЧЕВИЧ – Министерство лесоведения, сельского и водного хозяйства Сербии

Союз Советских Социалистических Республик:

61. САФОНОВ А.П. – Комитет МГД СССР, Москва, ул.Павлика Морозова, 12
62. АФАНАСЬЕВ А.И. – канд.геогр.наук, Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
63. ГИНЗБУРГ Б.М. – канд.техн.наук, Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
64. ЕФРЕМОВА Н.Д. – канд.геогр.наук, Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
65. КОРЕНЬ В.И. – канд.физ.-мат.наук, Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
66. КЛИМОВА В.В. – Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
67. КОСТЫЛЕВА Н.В. – Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
68. ДЬЯКОВА В.А. – ГИДРОМЕТЦЕНТР СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
69. НЕЧАЕВА Н.С. – канд.техн.наук, Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
70. ПАНЮКОВА Г.Ф. – Гидрометцентр СССР, Москва, ул.Большевистская, 9-13
71. СОКОЛОВ А.А. – доктор геогр.наук, профессор, Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О.,2 линия, 23
72. МАКАРЕВИЧ Т.Н. – канд.геогр.наук, Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О.,2 линия, 23
73. ЕФИМОВА З.А. – Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
74. ОСАДЧАЯ Н.Н. – Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
75. ГУРЕВИЧ М.И. – канд.геогр.наук, Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
76. ПОПОВ И.В. – доктор геогр.наук, Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
77. КАРАУШЕВ А.В. – доктор техн.наук, профессор, Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
78. САКОВСКАЯ Н.П. – Государственный гидрологический институт, Ленинград, В.О., 2 линия, 23
79. КАРНОВИЧ В.Н. – Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники им.Б.Е.Веденеева, Ленинград, ул.Гжатская, 21
80. БЕФАНИ Н.Ф. – канд.техн.наук, Одесский гидрометеорологический институт, Одесса, ул.Кирова, 106
81. ШИМЕЛЬМИЦ И.Я. – канд.техн.наук, Институт водных проблем АН СССР, Москва. ул.Садово-Черногрязская, 13/21
82. ПАЛЯНИЧКО А.А. – Министерство иностранных дел СССР, Москва, Смоленская-Сенная площадь, 32/34

88. ШЕНЦИС И.Д. – Среднеазиатский региональный научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Ташкент, ул.Обсерваторная, 85/5

84. КОВЕРНЫЙ И.А. – Дунайская гидрометеорологическая обсерватория, Измаил, ул.Красивая, 36

85. ВЫЗГО М.С. –профессор, Украинская сельскохозяйственная академия, Киев, Голосеево

86. МОКЛЯК В.И. – доктор техн.наук, профессор, Украинский институт гидротехники и мелиорации, Киев, ул.Васильковская, 37

87. СМЕЯНЧУК М.В. – Совет Министров УССР, Киев

88. МАЙБОРОДА А.И. – Министерство иностранных дел УССР, Киев

89. ВОРОНЧУК М.М. – Вычислительный центр госплана УССР, Киев, Проспект Дружбы Народов, 28

90. АЙВАЗОВА В.И. – Комиссия СССР по делам ЮНЕСКО, Москва

91. КОЗИНЦЕВА Л.М. – канд.геогр.наук, Киевский государственный университет, Киев, ул.Васильковская, 90

92. ПУСТОВОЙТ С.Ф. – канд.геогр.наук, Киевский государственный университет, Киев, ул.Васильковская, 90

93. КИРИЛЮК М.И. – канд.геогр.наук, Черновицкий государственный университет, Черновцы, ул.Коцюбинского, 2

94. ПИКУШ Н.В. – канд.техн.наук, Институт гидробиологии АН УССР, Киев, ул.Владимирская, 44

95. ГАРЦМАН И.Н. – доктор геогр.наук, Дальневосточный научно-исследовательский институт гидротехники и мелиорации, Владивосток

96. МУЛЕНКО А.Ф. – Министерство мелиорации и водного хозяйства УССР, Киев, ул.Красноармейская, 8

97. МИХАЙЛОВА К.Л. – Министерство мелиорации и водного хозяйства УССР, Киев, ул.Красноармейская, 8

98. ЛОГВИНОВ К.Т. – доктор геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

99. ОНУФРИЕНКО Л.Г. – доктор геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

100. ЖЕЛЕЗНЯК И.А. – доктор техн.наук, профессор, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

101. ВИШНЕВСКИЙ П.Ф. – доктор техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

102. РОМАНЕНКО В.А. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

103. КАГАНЕР М.С. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

104. РУДОМЕТОВ М.В. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

105. ПАШОВА Л.Т. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

106. РУБЦОВ И.Г. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

107. ЩЕРБАК А.В. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

108. АЙЗЕНБЕРГ М.М. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

109. КРЫЖАНОВСКАЯ А.Б. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

110. ШВЕЦ Г.И. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

111. КОНСТАНТИНОВ А.Р. – доктор физ.-мат.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

112. ПАВЛЕНКО Г.В. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

113. КОЧЕЛАБА Е.И. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

114. СОЛОПЕНКО Л.И. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

115. БЫШОВЕЦ Л.Б. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

116. МОЛОДЫХ В.П. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

117. ШВЕЙКИН Ю.В. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки 105

118. ТКАЧЕНКО И.Л. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

119. ШЕРЕШЕВСКИЙ А.И. – канд.техн.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

120. ЖИЦКАЯ Н.В. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

121. ГОРЕЦКАЯ З.А. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

122. ЯБЛОНСКИЙ В.В. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

123. ГАЛУЩЕНКО Н.Г. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

124. ШКРЯБИЙ П.А. – канд.геогр.наук, Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

125. ЧЕКУШКИНА Т.А. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

126. СОСЕДКО М.Н. – Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, Киев, Проспект Науки, 105

127. АБАШИН Н.А. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

128. ЛЫЛО В.М. – доктор геогр.наук, Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

129. ШМАКОВ В.М. – канд.техн.наук, Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

130. ЖИДКОВА Л.В. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

131. НАБАТНИКОВА А.И. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

132. КУЛИНИЧ В.И. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

133. МАЛЬЧЕНКО М.А. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

134. ТЕРЕЩЕНКО Ж.Ф. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

135. КОРНИЕНКО И.М. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

136. СИЛЬЧЕНКО А.Ф. – Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР, Киев, ул.Золотоворотская, 6

Управление гидрометеорологической службы Украинской ССР
Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт

VI КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ /14-19.VI 1971 г./

СБОРНИК ДОКЛАДОВ

/НА РУССКОМ, АНГЛИЙСКОМ И НЕМЕЦКОМ ЯЗЫКАХ/

Издательство "Урожай"
Киев, 34, ул. Б.Подвальная, 10

Редактор издательства Д.П.Корж

Подписано к печати 18.XII.1972 г.
Формат бумаги 60 x 84 1/8
Условн.печ.лист. 54,17 Учетно-изд.лист. 64,28
Изд. № 255/72 Тираж 150 [redacted]
Зак. 155

Киевская книжная типография научной книги Республиканского производственного объединения "Полиграфкнига" Госкомиздата УССР,
Киев, Репина, 4