

xiv Конференция придунайских стран по
гидрологическим прогнозам

xiv. Konferenz der Donauländer über
hydrologische Vorhersagen

киев/ kiev 3.10 - 7.10. 1988

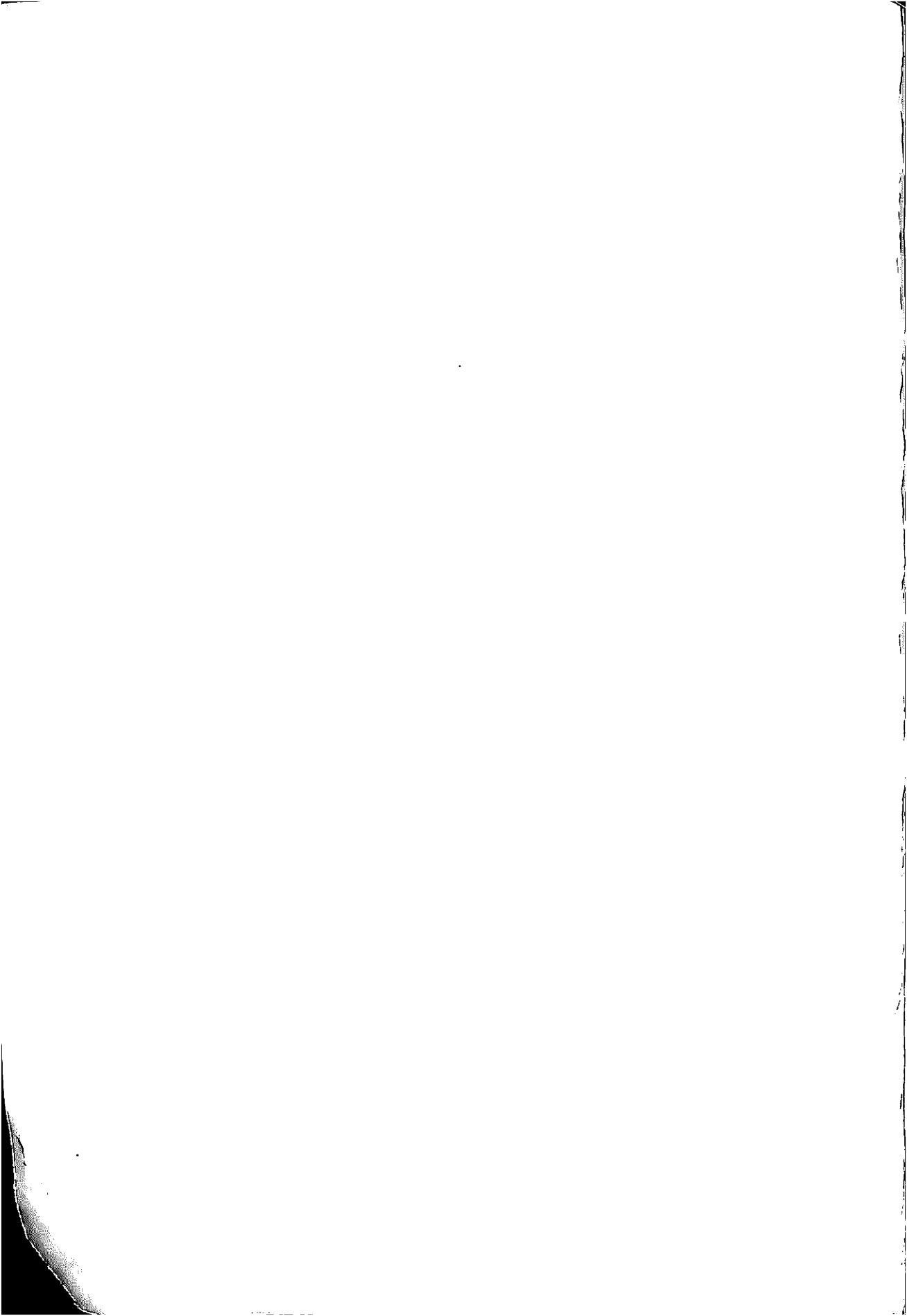
СБОРНИК ДОКЛАДОВ
(ДОПОЛНЕНИЕ)
KONFERENZBERICHT
(Nachtrag)



ИЗДАНИЕ
НАЦИОНАЛЬНОГО КОМИТЕТА Украинской ССР по
МЕЖДУНАРОДНОЙ ГИДРОЛОГИЧЕСКОЙ ПРОГРАММЕ
ЮНЕСКО

Herausgegeben vom
NATIONALKOMITEE DER UKRAINISCHEN SSR
FÜR DAS INTERNATIONALE HYDROLOGISCHE UNESCO-
PROGRAMM

Киев/ Kiev
1988



XIV. КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

XIV. KONFERENZ DER DONAULÄNDER
ÜBER HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

Киев/ Kiev 3.10.- 7.10.1988

СБОРНИК ДОКЛАДОВ
(дополнение)

KONFERENZBERICHT
(Nachtrag)

Издание
национального комитета Украинской ССР
по Международной гидрологической программе
ЮНЕСКО

Herausgegeben von
Nationalkomitee der Ukrainischen SSR
für das Internationale Hydrologische UNESCO-
Programm

1988

Руководитель Организационного комитета Конференции -
Председатель Национального комитета Украинской ССР по междуна-
родной гидрологической программе ЮНЕСКО, начальник Украинского
республиканского управления по гидрометеорологии
Скрипник Н.П.

В подготовке Конференции принимали участие Богоявлен-
ский Ю.Н., Дугинов В.И., Ендиков А.П., Максимов В.С.,
Соседко М.Н., Шендрик П.В., Щербак А.Б.

Leiter des Organisationskomitees der Konferenz -
Vorsitzender der Nationalkomitee der Ukrainischen SSR für das
Internationale Hydrologische Programm der UNESCO, Chef der Uk-
rainischen republikanischen Verwaltung für Hydrometeorologie
Skrypnik N.P.

An der Vorbereitung der Konferenz nahmen Bogojawlensky J.N.,
Duginov W.I., Shydikow A.P., Maksimow W.S., Sossedko M.N.,
Schendryk P.W., Schtscherbak A.W. teil.

Сборник докладов подготовили к печати Деметьев Н.Ф.,
Ендиков А.П., Исаева Л.А., Корень В.И., Комаров В.Д., Мухин В.М.,
Нечаева Н.С., Романов А.В., Соседко М.Н., Чемеренко Е.П.

Konferenzbericht haben zur Ausgabe Dementjew N.F.,
Shydikow A.P., Issajewa L.A., Koren W.I., Komarow W.D., Muchin W.,
Netschajewa N.S., Romanow A.W., Sossedko M.N., Tschemerenko E.P.
vorbereitet

СОДЕРЖАНИЕ

1. Петкович Т. Оценка результатов и перспектив развития гидрометеорологических прогнозов в Югославии (национальный доклад)	5
2. Национальный доклад Социалистической Республики Румынии	14
3. Шиллер Х. Паводок на немецком участке реки Дунай в марте 1988 г.	18
4. Подани М., Роттер Ф., Антал Е., Роттер Е. Повышение точности гидравлических вычислительных методов в краткосрочных гидрологических прогнозах	31
5. Янкович Д., Ковачевич Н. Оценка экономической эффективности гидрологических прогнозов, используемых в защите от наводнений	42
6. Шербан П., Корбуш Ч. О численном восстановлении добега-ния волн по руслам рек	47
7. Дробот Р., Тома К., Ергулеску И. Модель Маскингтама с переменными параметрами в отношении с расходами	64
8. Мочорницэ К., Неда А., Стэнеску В., Лупу В. Методы долгосрочного прогноза средних расходов на Дунае	76
9. Лэзареску Д. Прогноз средних месячных расходов методом контингентности	87
10. Злате И. Прогноз расходов на Дунае по динамике стохастической модели (РК)	96
11. Ковач Ш. Возможности применения факторного анализа при прогнозировании уровней воды	107
12. Сабо Я., Амбруш Ш. Аналитическое решение и применение одномерного однородного линейного перемещения волны для трансформации паводковых волн по Дунаю	114
13. Селлеши И. Прогнозы максимального уровня половодья реки Задьва	121
14. Боды К. Долгосрочный прогноз минимальных среднемесячных и гарантированных уровней и расходов воды	134
15. Богнар Ш. Одномерное и квазидвумерное моделирование русловых процессов	148
16. Балинт Г., Фекете Б. Специализированная гидрологическая информационная система для бассейновых моделей с распределенными параметрами	159

INHALTSVERZEICHNIS

1. Petković T. Ergebnisbewertung und Entwicklungsperspektiven der hydrologischen Vorhersagen im Jugoslawien (Nationalbericht)	5
2. Nationalbericht der Sozialistische Rumänische Republik	14
3. Schiller H. Das Hochwasser im deutschen Donaugebiet im März 1988	18
4. Podany M., Rotter F., Antal E., Rotter E. Genauigkeitserhöhung der Hydraulikberechnungsmethoden in Kurzfristigen hydrologischen Vorhersagen	31
5. Janković D., Kovačević H. Assessment of economic efficiency of hydrological forecasts in flood protection activity	42
6. Serban P., Corbug C. Contributions to the computation of flood routing along the riverbed	47
7. Drobot R., Toma K., Ergylesky I. The Muskingam model with variable parameters in relationship with discharges	64
8. Mocionita C., Neda A., AlStanescu V., Lupu V. Long-range forecasting methods for the mean discharges on the Danube	76
9. Lăzărescu D. Mean monthly discharge forecasting using the contingency method	87
10. Zlate I. The Danube discharge forecasting using the structural stochastic model (FK)	96
11. Kovac S. Möglichkeiten der Factoranalysenverwendung bei der Wasserstandvorhersagen	107
12. Szabo J., Ambrus S. The analytical solution and application of the one-dimensional homogeneous linear diffusion wave for the transformation of flood waves along the Danube	114
13. Szöllösi I. Vorhersagen der höchsten Wasserstände im Sadvafluss	121
14. Bedy K. Long term forecast of monthly mean minimum and guaranteed minimum water level and discharges	134
15. Bognar S. One and quasi-two dimensional morphological forecasting in rivers	148
16. Balint G., Fekete B. Spezialisiertes geografisches Informationssystem in der Hydrologie und Flussgebietsmodelle mit räumlich verteilten Parametern	159

XIУ КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ
ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗОВ В ЮГОСЛАВИИ

Т. Петкович, Союзное гидрометеорологическое управление,
Белград

Национальный доклад

Рациональное управление и хозяйствование водными ресурсами и охрана от их вредного влияния узко связаны с наблюдениями за водным режимом данного речного тока и его изменениями в близком и более далеком будущем. Заинтересованность в гидрологической информации и прогнозах в Югославии постоянно увеличивалась соответственно росту ее экономики. После прохождения катастрофального наводнения на р. Дунай в 1921 и 1926 гг. установлен отдел по оповещению о состоянии вод р. Дуная и разработке прогнозов уровней воды на критических участках данного речного тока.

После Второй мировой войны началась сильно развиваться система гидрологического наблюдения и, вновь созданному Гидрометеорологическому управлению Югославии поручено проводить последовательно исследования и наблюдения за качественными и количественными изменениями воды, передавать информацию, предупреждения и разработка прогнозов относительно состояния данных вод.

С того времени, вследствие того, что народное хозяйство все больше нуждалось в гидрологической информации и прогнозах, система гидрологической информации на речных течах Югославии постоянно расширялась и совершенствовалась.

В настоящее время на территории Югославии в системе гидрологической информации насчитывается около 175 водомерных постов, в том числе 125 ежедневно поступает гидрологическая информация.

С остальных 50 водомерных постов гидрологическая информация поступает только в период больших наводнений, когда уровень воды становится больше "критического". Кроме названной информации, в распоряжении гидрометеорологической службы, особенно в период больших/маленьких вод или ледовых явлений, имеются также данные получаемые на временной сети постов действующих в рамках других организаций или предприятий.

Частота наблюдений на водомерных постах обусловлена значением, масштабами и гидрологическим состоянием речного тока в данный момент. Результаты гидрологических наблюдений проводимых наблюдателями по телефонной или радио связи передаются в республиканским/краевым информационно-прогнозным центрам. Для автоматизированного сбора гидрологической информации некоторые гидрологические посты /около 50/ оснащены самыми передовыми дистанционными лимниграфами которые установлены или присоединены к другим системами /системе для сбора данных и дистанционного управления на гидротехнических объектах в бассейне р. Савы, гидроэнергетической системе и судоходной системе "Джердап", системе гидрологических прогнозов в бассейне р. Неретвы/.

Обмен оперативной гидрологической информацией внутри гидрометеорологической службы, т.е. между гидрометеорологическими управлениями республик и краев осуществляется по системе телесвязи, центр которой находится в Союзном гидрометеорологическом управлении.

Одновременно, в рамках существующих двусторонних или многосторонних соглашений или конвенций и договоров осуществляется прчем и обмен гидрологической информацией и прогнозами с придунайскими странами. Обменом этих данных и информацией занимается также Союзное гидрометеорологическое управление.

Наряду с сбором ежедневной информации гидрометеорологическая служба Югославии также занимается передачей прогноза многочисленных характеристик водного и температурного режимов.

Для удовлетворения требований судоходства, защиты от наводнений или энергетики ежедневно передаются краткосрочные прогнозы уровней/расходов воды, в частности для больших рек в Югославии - р. Дунай, Савы, Тисы, Дравы, В. Моравы и Вардар. По указанным речным токам также передаются среднесрочные прогнозы уровней воды на период 5-10 последующих дней, и прогнозы максимальных уровней воды и времени его прохождения. В период низких уровней воды по тем-же речным токам передаются прогнозы низкого уровня и продолжительность периодов маловодья, также как и прогнозы ледовых явлений.

По другим небольшим речным токам Югославии, в соответствии с существующим законодательством, передаются в основном прогнозы о появлении больших вод с указанием их максимальной величины уровня и времени его прохождения, с целью обеспечения проведения соответствующих мер по защите от наводнения. По отдельным гидроэнергетическим системам /на пр. Джердап, бассейн р. Неретвы/, в соответствии с разработанными моделями прогнозирования разрабатываются краткосрочные прогнозы притоков воды в бассейны водохранилищ.

Полная гидрологическая информация и прогнозы, сбор которых осуществляется в рамках ГМ службы Югославии, также как и передаваемые прогнозы и предупреждения постоянно публикуются в бюллетенях уполномоченных гидрологических организаций с одновременной рассылкой всем его абонентам в данном бассейне, а также средствами массовой информации. Учитывая, что Югославия является страной расположенной вниз по течению Дуная, в организации ее службы гидрологического наблюдения особую роль играет содействие оказываемое в рамках Дунайской комиссии или двусторонних соглашений ^{со/} странами расположенными вверх по течению Дуная, в виде предоставления гидрологической информации и прогнозов.

С целью оценки передаваемых гидрологических прогнозов, т.е., эффективности применения при их разработке гидрологических

моделей прогнозирования, регулярно проводится оценка их достоверности. При этом, наряду с графическими критериями, используют и другие - цифровые, основывающиеся на взаимоотношении между ошибкой сделанной при прогнозировании и меняющейся характеристикой прогнозирования на протяжении соответствующего прогнозного периода /11/.

В соответствии с результатами анализов прогнозов передаваемых в течение 1987г. можно сообщить, что точность краткосрочных прогнозов по р. Дунай и Саве - удовлетворяющие. В какой-то степени неудовлетворяющими но все еще в пределах приемлемого, результаты осуществлены на других речных токах /часть реки Савы, Дуная, Тисы и пр./, что можно в первую очередь объяснить тем, что не до конца разработаны модели прогнозирования, что вследствие влияния оказываемого антропогенными факторами в гидрологическом режиме происходят нарушения, а также масштабами бассейнов и сложностью процессов формирования стока. Два из вышеназванных выводов навязывают на нас обязательство обратить больше внимания в будущем как на развитие и совершенствование прогнозных моделей, так и на развитие и совершенствование деятельности информационной гидрологической системы.

Совершенствованию гидрологических прогнозных моделей за последние годы уделено значительное внимание, как в рамках Гидрометеорологической службы Югославии, так и в рамках других научных учреждений и высших учебных заведений в стране. Значительный вклад в изменение прогнозных моделей внес проект ГОМС.

Соответственно характеру речного тока, объемам и видам информации сбор которой осуществляется в реальные сроки в прогнозных центрах, при прогнозировании элементов водного режима в оперативной гидрологической работе используют разные модели и приемы.

Для больших речных систем, какими являются р. Дунай, Сава и др. удовлетворяющие результаты можно получить применением методики основывающейся на закономерности движения воды в речной

сети, для чего используют многочисленные приблизительные гидрологическо-гидравлические методы, т.е., виды трансформационных функций /1,2,3/. К данной группе методик также можно отнести методы основывающиеся на взаимосвязи существующей между стоком и запасами воды в речной сети разработанные по нескольким створам р. Дунай и Савы/10/.

В практической работе также применяется теория соответственных уровня воды, соответственно которой для многих створов разработаны графическая или аналитическая взаимосвязь /12,15,17 и пр./.

По остальным речным токам, на формирование стока которых первостепенное влияние оказывают дождевые осадки, разработаны многочисленные методы прогнозирования основывающиеся на процессах осадков-сток. Некоторые из них уже внедрены в практическую работу. Так, на пример, модель ТАНК используют для бассейна р. Коолубары, ССАРР - бассейна р. Неретвы и Дрины, МАНС и ЦЛС - р. Великой Моравы, СЕЛФ-ТЮНИНГ для Дуная и Савы, модель ХБВ для р. Лим в бассейне р. Дрины и т.д. /3,4,5,7, 13,14,17 и пр./.

Одновременно, в некоторых бассейнах, в соответствии с требованиями гидроэнергетики, уже построены или намечается строительство водохозяйственной информационной системы, обеспечивающей все виды операций - начиная с системы измерительных постов и кончая передачей данных необходимых для оптимального управления гидрологическими объектами.

Для примера можно назвать бассейн р. Дрины в котором, с целью более эффективного и рационального использования уже построенных или намеченных к строительству гидроэнергетических объектах началось проектирование гидрометеорологической информационной системы бассейна р. Дрины. С этой целью бассейн разделен на части - на несколько подбассейнов и уже сейчас проводится калибровка вышеназванных и других моделей основывающихся на единичной гидрограммы /ЕГ/, методике ихохрона /ИЛР/,

соотношении /МКМАРХ/ и т.д. /5,14,17 и т.д./. Проведена также калибровка моделей по пропагированию волн вдоль речного течения и в водохранилищах .

Для разработки декадных, месячных, сезонных и годовых прогнозов характеристик стока , используют методику учитывающую запасы воды в речной сети и результаты анализов гидрологических серий / 8,9,16/. Накоплен определенный опыт в прогнозировании характерных уровней воды при применении моделей основывающихся на анализе отдельных характеристик .

Некоторые из вышеназванных моделей внедрены в оперативные системы, как например, в систему работы и оптимального управления ГЭС " Джердал", а также в систему дистанционного управления гидроэнергетическими объектами на р. Саве, Церетве и пр.

Одновременно с совершенствованием и развертыванием гидрологических прогнозных моделей в рамках гидрометеорологической службы, и других больших организаций, усилилась работа также в области совершенствования элементов информационной системы предусмотренной для сбора и передачи данных в прогнозные центры внутри службы и большим потребителям в стране.

Так, например, на некоторых гидрологических постах работают специализированные гидрологические наблюдатели, в то время как на водохранилище ГЭС "Джердал" в бассейне р. Церетвы, В. Моравы, Дрины и Дравы введена полная автоматизация наблюдений.

Одновременно, в настоящее время уже проводится технологическое перевооружение гидрологической информационной системы ГМ службы, в частности ее телекоммуникационной части, центр которой находится в Союзном гидрометеорологическом управлении.

II

В заключении следует подчеркнуть, что постоянно увеличивающиеся потребности в повседневной гидрологической информации и прогнозах, в которых нуждаемся с целью обеспечения безопасности судоходства, обороны от наводнений, рационального использования имеющихся водных ресурсов, заблаговременного предупреждения о появлении критических и аварийных загрязнений речного тока, придадут данной отрасли гидрологической деятельности особое значение. Для того, что бы система сбора информации и передачи прогнозов, работающая в современных условиях целиком выполняла доверенное ей задание и оставалась в соответствии с намеченными ей назначениями, она должна впитать себе все элементы, необходимые для ее успешной работы. Тут, в первую очередь, речь идет об установлении оптимального числа дистанционных гидрологических и метеорологических постов, в том числе и сети автоматизированных метеорологических реле, надежную систему связи, телекоммуникационный и вычислительный центр, установить сотрудничество с синоптическими службами и обеспечить работу высококвалифицированными кадрами. Все это необходимо для создания информационно-прогнозной системы всей службы, что для большинства рек в Югославии войдет в основу гидрологического наблюдения. Однако, учитывая потребности и заинтересованность народного хозяйства, нами и в будущем будут прилагаться усилия в направлении увеличения числа информационных постов. Автоматизированной системой информации гидрометеорологической службы, строительство которой намечается, будет решена проблема системы передачи результатов измерений и наблюдений за гидрологическими характеристиками, дистанционной обработки данных, разработки оперативных прогнозов и предоставления гидрологической информации и прогнозов заинтересованными потребителями в стране и за границей. Одновременно, развитием сети информационных пунктов, особое внимание в будущем будет уделено разработке моделей прогнозирования многочисленных эле-

ментов водного и температурного режимов. Постепенно будут разрабатываться модели и внедрять в практическую работу прогнозов подземных /грунтовых/ вод, качества воды, а также специализированные прогнозы /лед, волны и т.п./. Решение этих вопросов в рамках совершенствования гидрологической деятельности в будущем, связано в частности с деятельностью на плане исследований и проведения испытаний

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Анджелич М. - Краткосрочные прогнозы на приточном участке реки Дунай, 8-а Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Регенсбург, 1975г.
2. Andjelić M. - Szolosi - Nagy A. On the use of stochastic structural models for real time forecastin of river flow on the River Danube, Proceedings of the Oxford Symposium, April 1980. IAHS-AISH, Publ.no. 129
3. Анджелич М. Янкович Д. - Результаты применения двух прогностических моделей на р. В. Мораве; 11-Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Бухарест, 1982.
4. Анджелич М., Лазович - К вопросу о применении самонастраивающегося предиктора для краткосрочного прогнозирования; 12-а Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Братислава, 1984г.
5. Brajković M.; Jovanović S. - A mathematical model flood waves simulation using sintetic rainfall data for a vast watrshed; International Symposium on Mathematical Models in Hidrology, Warsawa, 1971
6. Янкович Д. - Расчет движения и расплывания паводочной волны уровнем связи соответственных расходов с переменными коэффициентами, 7-а Конференция, Варна 1973г.

7. Janković D.: Adaptivni model rečnog oticaja, Vodoprivre da, br. 74, Beograd, 1981. god.
8. Janković D. and Stanić M.: Possibilities of using non-linear stochastic model Kartvelishvili for forecasting the mean monthly discharges, Proceedings XIII conference of the Danube countries on hydrological forecasts, Belgrad, 1986.
9. Djordjević N.: Jovanović S.: Prognoza prolećnog doticaja vode u akumulacioni basen HE "Bajina Bašta" Saopštenje Instituta "Jaroslav Cerni", br. 36, Beograd, 1966. god.
10. Петкович Т. - Краткосрочные прогнозы расходов воды на основе запасов воды в речной сети, 12-ая Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Братислава, 1984г.
11. Petković T.: Testiranje prognostičkih modela dotoka vode u akumulaciju HE "žerdap", SHMZ, Bgd., 1982.
12. Petković T. and Lazović M.: On the real-time forecasting of inflow the Djerdap reservoir Proceedings XIII Conference of the Danube countries on hydrological forecasts, Belgrad, 1986.
13. Institut "M. Pupin" - SSARR - Programski sistem za simulaciju pretvaranje padavine u oticaj, Beograd, 1986.
14. Radić Z. and Jovanović S.: An adaptive distributed model for real-time flood hydrograph forecasting Proceedings XIII Conference of the Danube countries on hydrological forecasts, Belgrad, 1986.
15. Прохаска С. - Сопоставление анализа трех моделей для краткосрочного прогнозирования речного стока, 12-ая Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Братислава, 1984г.
16. Прохаска С. - Стохастическая модель для долгосрочного прогноза речного стока; 9-а Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Бухарест, 1982г.
17. Prohaska S. and Markuš M.: Hydrological model MKMARX for real-time reservoir inflow forecasting, Proceedings XIII conference of the Danube countries on hydrological forecasts, Belgrad, 1986.

Румынский Национальный Комитет
по
Международной Гидрологической Программе

Национальный Отчёт

о результатах в области гидрологических прогнозов на Дунае и его притоках, достигнутых в период от последней конференции по прогнозам до настоящего времени

Территория Социалистической Румынии фактически полностью находится в гидрологическом бассейне Дуная, за исключением части добруджской территории, принадлежащей непосредственно бассейну Чёрного Моря.

Протяженность румынского сектора Дуная составляет 1075 км со значительными карпатскими притоками Ену, Слт, Ярдеш, Яломица, Сирет и Прут.

Комплексные гидротехнические сооружения на общем с РСФЮ секторе — Лордле де Биер I и II, значительные водозаборы для орошения и снабжения индустриальной и питьевой водой; существование более 1200 км защитных дамб ставят многочисленные проблемы, касающиеся познания и прогнозирования гидрологических элементов для оптимальной эксплуатации перечисленных гидротехнических сооружений.

Всё это легло и в основу созыва румынским правительством в Бухарест правительственных представителей остальных придунайских стран, по которому поводу были подписаны в декабре 1985 года Бухарестская Декларация о водохозяйстве реки Дунай, благоприятствующая и проведению настоящей конференции по прогнозам в городе Клев.

Считаем, что завершение и распространение первого тома Гидрологической Монографии реки Дунай, в результате общих усилий стран этого европейского региона является выдающимся научно-техническим достижением, свидетельствующим о существующем хорошем международном сотрудничестве. Румынская сторона готова участвовать и в разработке второго тома этой Монографии.

Сосружение значительных водозаборов на дунайских притоках с румынской территории, достигающих в настоящее время 13 миллиардов кубометров влечет положительно на компенсацию режима стока Дуная, снижая паводки, повышая минимальные расходы в засушливые периоды, уменьшая в то же время транспорт плодородной почвы в Черное Море.

Для оптимального количественного и качественного хозяйствования вод Дуная на румынском секторе и защиты экономических и социальных объектов, находящихся в пойме Дуная против наводнений, была развита гидрометеорологическая и оперативно - решающая система для сбора и обработки в форме прогнозов и исследований значительного числа гидрологических параметров относительно водохозяйства и качества вод Дуная и его притоков.

Так, для сбора гидрометрических и гидрохимических данных по Дунаю осуществляется широкая программа систематического измерения уровня, расхода, переноса наносов, химизма, батиметрии и динамики русла на 26 установленных сечениях, используя в этих целях флотилию судов со специальным измерительным оборудованием. В программе этих гидрологических станций включены и термические исследования, особенно в зимний период, когда существует опасность скопления льда, осуществляется установленный с СССР и НРБ обмен информацией для совместных действий в виду обеспечения свободного прохода льдин.

Привязанные батиметрические и гидрологические измерения установили годовые кривые расхода и динамику русла Дуная. Собранные данные реализуются статистически для актуализации гидрологических параметров стока. Они также используются в быстром оперативном потоке, особенно для нужд защиты против разрушающего эффекта паводков и льдов.

Специальная программа измерений проводится в Дельте Дуная и на его рукавах, как и на побережье, где динамика определена в основном режимом наносов Дуная.

Для корреляции с придунайскими странами гидрологических элементов, Румыния заключила с соседними странами гидротехнические конвенции и соглашения, включающие двухсторонний обмен информацией и прогнозами, как и ежегодные встречи для установления общих оперативных мер в случаях опасности скопления льда.

Надо подчеркнуть объективную потребность оптимизации обмена гидрологическими данными, особенно для эксплуатации в оптимальном режиме двух гидроэлектрических станций Порциле де Фиер, область в которой в настоящее время проводятся работы с югославской стороной.

Информационная система внутренних рек находится в стадии модернизации. В настоящее время существуют уже несколько автоматизированных подсистем сбора, передачи и накопления гидрометеорологических данных от более 70 гидрометрических и осадкомерных станций в бассейнах Муреш, Сирет и Арджеш. Данные собираются автоматизированными датчиками и передаются "on line" через систему радио - реле 4 зональным центрам сбора, оснащённым ЭВМ. Эти центры передают информацию национальному центру гидрологического прогноза. Также, производится обработка данных и разрабатываются гидрологические прогнозы в зональных центрах.

По методическому направлению, того, что касается кратко-, средне- и долгосрочных гидрологических прогнозов, помимо известных классических методов был развит ряд способов, основанных на математические модели, обработанные на компьютере, факт, вытекающий частично и из сообщений румынских авторов в рамках настоящего совещания

Были внедрены и используются собственные математические модели типа "функции переноса" с переменными параметрами. Они ежедневно выдают прогноз расходов и уровней на румынском участке Дуная на 7 дней вперёд.

Вычислительные программы содержат структуры реактуализации, поправляющие исходные результаты в зависимости от полученных значений расходов и уровней. Входные данные вводятся в терминал типа "display", проверяются и удостоверяются, после чего обрабатываются программой "DUN". Когда нужны изменения в результатах обработки включается соответствующая программа производящая любую нужную замену прогностических значений. Система линий передачи обеспечивает автоматически нанесение прогноза на цветной дисплей центральным органам для принятия решений.

Применение современных приёмов позволяет получение хорошего прогноза, заблаговременностью от 5 до 15 дней для нижнего Дуная. Точность прогнозов можно также считать удовлетворяющей, их погрешность находясь ниже допустимых пределов в практике гидрологических вычислений этого типа. Заблаговременность и точность гидрологических прогнозов позволили весной этого года принять эффективные меры для защиты обвалованных площадей против относительно высоких паводков.

Для внутренних рек были развиты новые концептуальные математические модели. Программа "PNET" - параметры которых определяются для всех бассейнов. Также была разработана программа "VIDRA", облегчающая диалог "машина - человек" для усовершенствования прогноза паводковых волн в благоустроенном режиме.

Осуществилась система связи "ON LINE" между программой гидрологического прогноза "VIDRA" и пакет программ оптимизации эксплуатации гидроэнергетических водопадач в случае паводков.

По направлению долгосрочных прогнозов обобщена вычислительная методика по всем внутренним рекам и был разработан динамико-статистический метод долгосрочного прогноза по Дунаю. Разработана вычислительная программа долгосрочного прогноза, имеющая возможность наблюдения за результатами и изменения гидрологом вычисленных моделью значений. Производятся аэрофотограмметрические определения для бассейнов больших ядосборов в целях уточненной оценки резервных вод в начале весны.

Das Hochwasser im deutschen Donaugebiet im März 1988

H. Schiller

Zusammenfassung

Außergewöhnliche Witterungsverhältnisse haben im März 1988 im deutschen Donaugebiet zur Entstehung eines großen Hochwassers geführt. Der Schwerpunkt war in der Donaustrecke von Regensburg bis zur Einmündung der Isar, wo der größte Scheitelabfluß seit 1882 auftrat. Es werden die Ursachen und der Ablauf des Hochwassers beschrieben sowie seine Einordnung in das langjährige Hochwassergeschehen aufgezeigt.

Паводок на немецком участке реки Дунай в марте 1988 г.

Х. Шиллер

Резюме

Необыкновенные условия погоды привели в марте 1988-го года на немецком участке р. Дунай к высокому паводку. Самым интенсивным он появился на участке от Регенсбурга до впадения р. Изар в р. Дунай, где был намечен самый большой пиковый расход с 1882-го года. Описаны причины появления и стекание паводка и рассмотрено его значение в многолетнем паводочном режиме.

1. Der Witterungsverlauf im Winterhalbjahr 1987/88

Bei Winterhochwassern ist noch mehr als bei Sommerhochwassern das Wettergeschehen im vorangegangenen Zeitraum von Bedeutung. Vor allem die Entwicklung der Schneedecke und der Bodenzustand erfordern die Betrachtung eines längeren Zeitraumes. In Tabelle 1 sind die monatlichen Gebietsniederschläge von November bis April nicht nur für das Einzugsgebiet der Donau angegeben, sondern auch für den Rhein und die gesamte Fläche der Bundesrepublik Deutschland. Daraus geht hervor, daß das Wettergeschehen im gesamten Lande ähnlich verlief und es im März fast überall Hochwasser gab.

Tab. 1 Flächenmittel des Niederschlags im Winterhalbjahr 1987/88 in mm und relativ zur Jahresreihe 1951/80 (nach Deutscher Wetterdienst)

Jahr	1987		1988				
	Monat	XI	XII	I	II	III	IV
Gebiet							
Donau	mm	68	76	59	83	185	44
(deutscher Anteil)	%	104	117	94	136	309	62
Rhein unterhalb	mm	93	49	112	115	154	29
Mainmündung	%	121	60	158	179	257	51
(deutscher Anteil)							
Bundesrepublik	mm	78	61	90	91	154	30
Deutschland	%	116	85	140	168	285	52

Von Anfang November bis Mitte Februar wurde die Witterung überwiegend von Westwetterlagen mit dem typischen Wechsel von warmen und kalten Luftmassen bestimmt. Es kam zu häufigen und in der Menge etwas über dem

Durchschnitt liegenden Niederschlägen, die wegen der insgesamt überdurchschnittlich milden Temperaturen nur im höheren Bergland als Schnee fielen. Mitte Februar kam es mit dem Zustrom von polarer Meeresluft zu einer raschen Abkühlung. Die Temperaturen blieben fast bis Mitte März auch in den niedrig gelegenen Landesteilen meist unter dem Gefrierpunkt. Es kam zu häufigen und ergiebigen Schneefällen, die überwiegend von der in die Nord- und Nordwestströmung eingelagerten Atlantikluft, teilweise aber auch durch Aufgleiten von feuchter Meeresluft aus Südosten verursacht wurden. Am 14. März lag im ganzen Land eine geschlossene Schneedecke, deren Höhe und Wassergehalt weitgehend durch die Meereshöhe bestimmt waren. Eine grobe Abschätzung enthält die Tabelle 2.

Tab. 2 Schneedecke am 14.03.1988 im Einzugsgebiet der Donau

Höhenlage m NN	Schneehöhe cm	Wasserwert mm	Dichte g/cm ³
300 - 400	10 - 35	20 - 80	0,2 - 0,35
400 - 500	20 - 40	30 - 140	0,2 - 0,35
500 - 600	40 - 90	70 - 200	0,2 - 0,3
über 600	über 90	über 200	0,2 - 0,3

Nachdem schon ab 11.03.1988 eine langsame Erwärmung begonnen hatte, stieg die Temperatur am 15.03. innerhalb weniger Stunden um 5°C an und erreichte Spitzenwerte bis 7°C. Bereits am 17.03. ließ ein Schwall Kaltluft die Temperaturen wieder unter den Gefrierpunkt absinken. Die Hochwasserwelle am 17./18. März wurde durch den Regen am 15. und 16.03. mit je 10 mm sowie vor allem durch das aus der Schneeschmelze freiwerdende Schmelzwasser von bis zu etwa 50 mm ausgelöst.

Eine erneute Erwärmung ab 20.03. mit täglichen Niederschlägen von bis zu 10 mm führte zu einem nochmaligen Ansteigen der Wasserstände. Einen neuen Höhepunkt erreichte die Niederschlagstätigkeit in der Zeit vom 23. - 27.03. In dieser Zeit wurde das für den März gültige langjährige Monatsmittel der Niederschläge vielerorts erreicht oder überschritten.

Im Zeitraum vom 20. bis 27.03. fielen verbreitet 60 - 80 mm, in höheren Lagen über 100 mm und gebietsweise bis zu 150 mm Niederschlag. Aus der Schneeschmelze kamen in weiten Teilen der Einzugsgebiete vor allem im Zeitraum vom 20. - 24.03. noch 40 - 80 mm hinzu.

Mit dem Monatsende des März war eine außergewöhnlich ergiebige und langdauernde Niederschlagsperiode endgültig beendet. Die Anfang April einsetzende Schönwetterperiode war der Auftakt zu einem sonnigen und verhältnismäßig trockenen Frühsommer.

2. Vergleich mit dem langjährigen Niederschlagsgeschehen

Für weite Teile des Donaugebietes und auch des gesamten Staatsgebietes der Bundesrepublik Deutschland war der März 1988 der niederschlagsreichste März seit Beginn der meteorologischen Beobachtungen vor etwa 100 Jahren.

Im Donaugebiet wurden über 300 % des langjährigen Mittelwertes registriert, wobei örtlich sogar bis über 600 % auftraten. Im Bereich nördlich der Donau sowie am Alpenrand waren dies 150 - 250 mm Niederschlag, gebietsweise im Bayerischen Wald und in den Alpen über 300 mm. Örtlich summierten sich die fast täglichen Niederschläge auf über 600 mm. Die bisher für den März bekannten maximalen Niederschlagshöhen wurden damit vielfach sogleich um das 1,5 bis 2fache überschritten.

Zu dem Niederschlagsreichtum des März addierte sich noch das ab Mitte Februar in der Schneedecke gespeicherte Wasser, so daß in der zweiten Märzhälfte ein Wasservolumen von 150 - 200 l/m² in den Niederungen und über 200 l/m² im Bergland zum Abfluß kommen konnte. Diese Wassermassen konnten bei dem feuchtegesättigten Boden nur als Hochwasser abfließen.

3. Beschreibung des Hochwassers

Der Ablauf des Hochwassers an der Donau ist im Wellenplan (Abb. 3) dargestellt. Er erfolgte entsprechend dem Witterungsverlauf in zwei Wellen, wobei an den meisten Pegeln der zweite Scheitel den größten Abfluß

brachte. Die Wasserstände und Abflüsse sind für einige wichtige Pegel in Tabelle 3 zusammengestellt. Da das gesamte Hochwasser nur als ein einziges Ereignis zu werten ist, sollte nur die Jährlichkeit des größten Scheitelabflusses angegeben werden. In Tab. 3 ist jedoch zur besseren Kennzeichnung des kleineren Scheitelabflusses auch angegeben, welcher Jährlichkeit dieser entsprechen würde.

Die erste Hochwasserwelle in der Donau stammte hauptsächlich aus den Talniederungen. Bei der zweiten und größeren Hochwasserwelle kam der größte Teil aus dem Hügelland. Die Mittelgebirge haben zu diesem Hochwasser nur wenig beigetragen, das Voralpengebiet war nur sehr wenig daran beteiligt. Die Ursache für diese gebietsmäßige Aufteilung liegt in der Schneeschmelze und Schneehöhe. Der Schwerpunkt der Schneeschmelze war bei der ersten Welle vom 17./18. März in den Talniederungen und bei der zweiten Welle im Hügelland. Im Mittelgebirge und im alpinen Bereich lag so viel lockerer Schnee, daß dieser den Regen speichern konnte ohne bei den vorhandenen Temperaturen selbst nennenswert ins Schmelzen zu kommen. Die Aufteilung des Hochwassers in zwei Wellen ist ein glücklicher Umstand, denn bei Ablauf der gewaltigen Wassermenge in einer einzigen riesigen Hochwasserwelle wären wesentlich höhere Scheitelabflüsse entstanden. Ein weiterer glücklicher Umstand ist die Tatsache, daß die Mittelgebirge und das Voralpenland wegen der doch nicht so ausgeprägten Erwärmung nur wenig zum Hochwasser beigetragen haben.

Der Schwerpunkt des Hochwassergeschehens war in der Strecke von Regensburg bis zur Einmündung der Isar. Der Scheitelabfluß am 27.03.1988 ist dort seit Beginn des Jahrhunderts, ja sogar seit mehr als 100 Jahren das größte Hochwasser. Statistisch ist es nur als ein rd. 30jährliches Ereignis zu werten. Wegen der geringen Zuflüsse der weiter flußabwärts einmündenden großen alpinen Nebenflüsse Isar und Inn ging es jedoch auf ein nur etwa 5jährliches Hochwasser an der Grenze zu Österreich zurück. Wegen der langen Dauer hatte das Hochwasser eine sehr große Fülle. In dem einen Monat vom 16.03. - 16.04.1988 sind in Regensburg rd 4,5 Milliarden m³ Wasser abgelaufen, das sind etwa ein Drittel der mittleren Jahreswasserfracht von 13,9 Milliarden m³.

4. Vergleich mit den langjährigen Hochwasserverhältnissen

An der deutschen Donau können sowohl im Sommer- als auch im Winterhalbjahr große Hochwasser auftreten. Im Gegensatz zu den ziemlich häufig und regelmäßig wiederkehrenden Sommerhochwassern kommt es vergleichsweise selten und nur sporadisch zu einem größeren Winterhochwasser. Es mag deshalb als besonderes Merkmal angesehen werden, daß die größten Hochwasser in der gesamten Donaustrecke flußabwärts der Einmündung des Inn mit Beginn der regelmäßigen gewässerkundlichen Beobachtungen im Jahre 1826 im Winterhalbjahr verzeichnet wurden. Selbst unterhalb der Innmündung liegt ein Winterhochwasser mit nur 3% Abflußunterschied an zweiter Stelle.

Große Winterhochwasser entstehen, wenn eine großflächige Schneedecke bei Regenwetter rasch abtaut. Je nach Ausdehnung der Schneedecke und Intensität von Tauwetter und Regen können die weiten Talniederungen, das etwas höher gelegene Hügelland, die Mittelgebirge und sogar das Voralpengebiet bis in den Alpenrand mit hohen Abflüssen zum Aufbau des Hochwassers beitragen. Je nachdem wieviele dieser Landschaften gleichzeitig zum Hochwasser beitragen und inwieweit der Boden wassergesättigt oder gar gefroren ist, können in der Donau und den Unterläufen ihrer Nebenflüsse gewaltige Hochwasser entstehen.

In Regensburg haben die größten beobachteten Winterhochwasser den weitesten Vorsprung vor den größten Sommerhochwassern. Die Ursache dafür besteht darin, daß dort der Anteil der Talniederungen, Hügellandschaften und Mittelgebirge am Einzugsgebiet der Donau einen Höchstwert erreicht. Der Scheitelabfluß am 27.03.1988 mit 2600 m³/s liegt dort in der Reihe der größten Hochwasser nach 3880 m³/s im März 1845, nach 3230 m³/s im Februar 1862, nach 3120 m³/s im Februar 1850 und 3100 m³/s im Dezember 1882 mit einigem Abstand an 5. Stelle.

In Abb. 6 sind die Jahresmaxima seit dem Jahre 1845 nach der empirischen Formel von Chegodajew aufgetragen, in Abb. 4 für den etwas flußabwärts liegenden Pegel Pfelling seit dem Jahre 1826. Bei letzterem sind die neun größten Hochwasser Winterereignisse. Die größten Sommerhochwasser folgten auf den Rängen 10, 11 und 12, also im Bereich des Knicks dieser aus zwei Teilen bestehenden Kurve. Ihr unterer Bereich besteht hauptsächlich aus Sommerhochwassern. Es handelt sich also um ein Mischkollektiv von Winter- und Sommerhochwassern. An diesem Beispiel wird deutlich,

welche Probleme bei der Extrapolation von großen Hochwasserabflüssen von sehr seltener Überschreitungswahrscheinlichkeit auftreten können. Es ist nicht möglich, aus der großen Vielzahl von Sommerhochwassern auf den Abfluß von großen und seltenen Hochwassern zu extrapolieren, die im Winterhalbjahr unter ganz anderen physikalischen Randbedingungen entstehen. Letztere können sehr unregelmäßig auftreten, also entweder gehäuft wie im vorigen Jahrhundert oder mehr als hundert Jahre nicht in so ausgeprägter Weise, daß dabei ein großes Hochwasser entsteht (siehe Abb. 5).

5. Vergleich mit dem Hochwasser vom März 1845

Das größte durch Pegelbeobachtungen erfaßte Hochwasser an der Donau zwischen den Einmündungen von Lech und Inn lief im März 1845 ab. Alle anderen großen Winterhochwasser (1850, 1862, 1882) waren im Februar bzw. Dezember. Der naheliegende Vergleich zwischen den März-Hochwassern 1988 und 1845 wird allerdings dadurch erschwert, daß damals nur sehr wenige Pegel bestanden und noch keine Wetterbeobachtungen durchgeführt wurden. Aufgrund von Berichten und Wetterbeschreibungen sind allerdings einige Aussagen möglich. Damals herrschte bis zur dritten Dekade des März starker Frost, wodurch der weitgehend schneefreie Boden gefroren war. Auf die Frostperiode folgte starker Schneefall mit etwa 30 - 50 cm Schneehöhe. Anschließend folgte eine kräftige Erwärmung mit Regen. Das Tauwetter brachte den Schnee und den Regen auf dem gefrorenen Boden in einer einzigen großen Hochwasserwelle zum Abfluß (siehe Abb. 7). Die gesamte Fülle des Hochwassers über eine Dauer von 30 Tagen war damals mit rd 3,5 Milliarden m³, in Regensburg geringer als 1988 mit rd 4,5 Mia m³.

Literatur:

Deisenhofer, H.-E.: Meteorologische Ursachen des Hochwassers vom März 1988. Noch unveröffentlichtes Manuskript.

Unbehauen, W.: Die Hochwasserabflußverhältnisse der Bayerischen Donau - Hochwasser der Jahresreihe 1845/1965.: Besondere Mitteilung zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 30. München 1971.

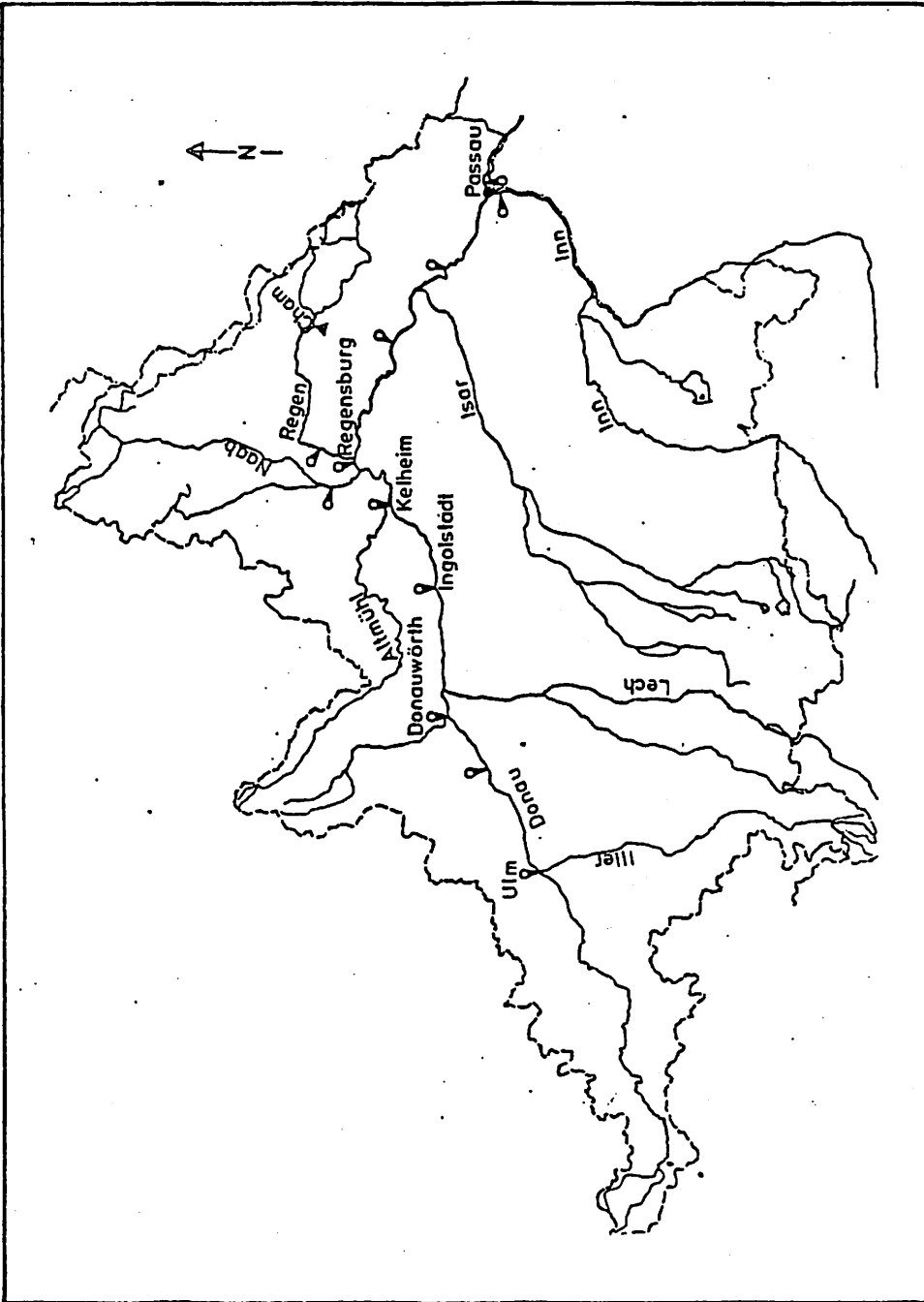


Abb. 1 Übersichtslageplan, deutsches Donauegebiet

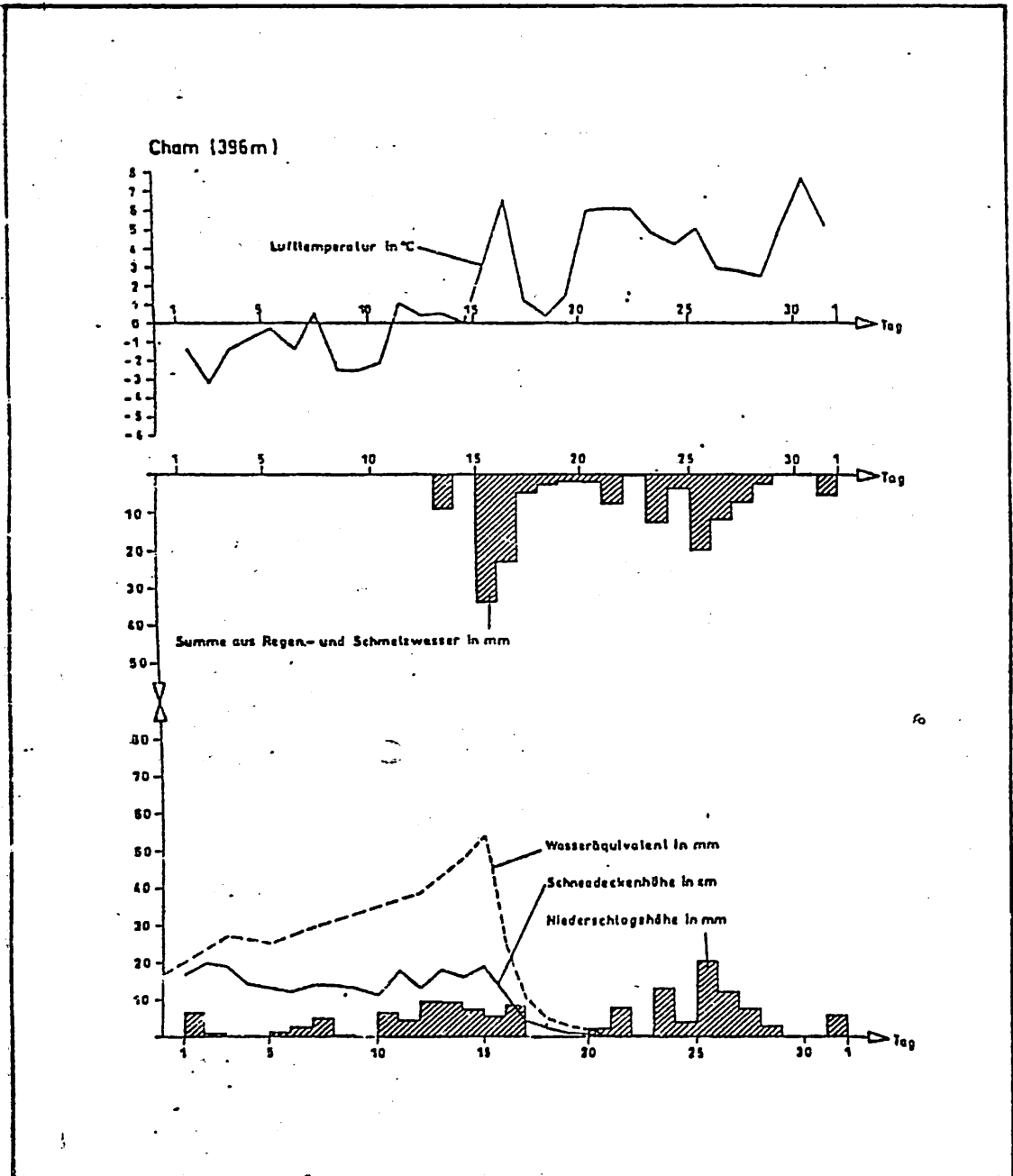


Abb. 2 Niederschlag und Temperatur im März 1988
an der Meßstelle Cham

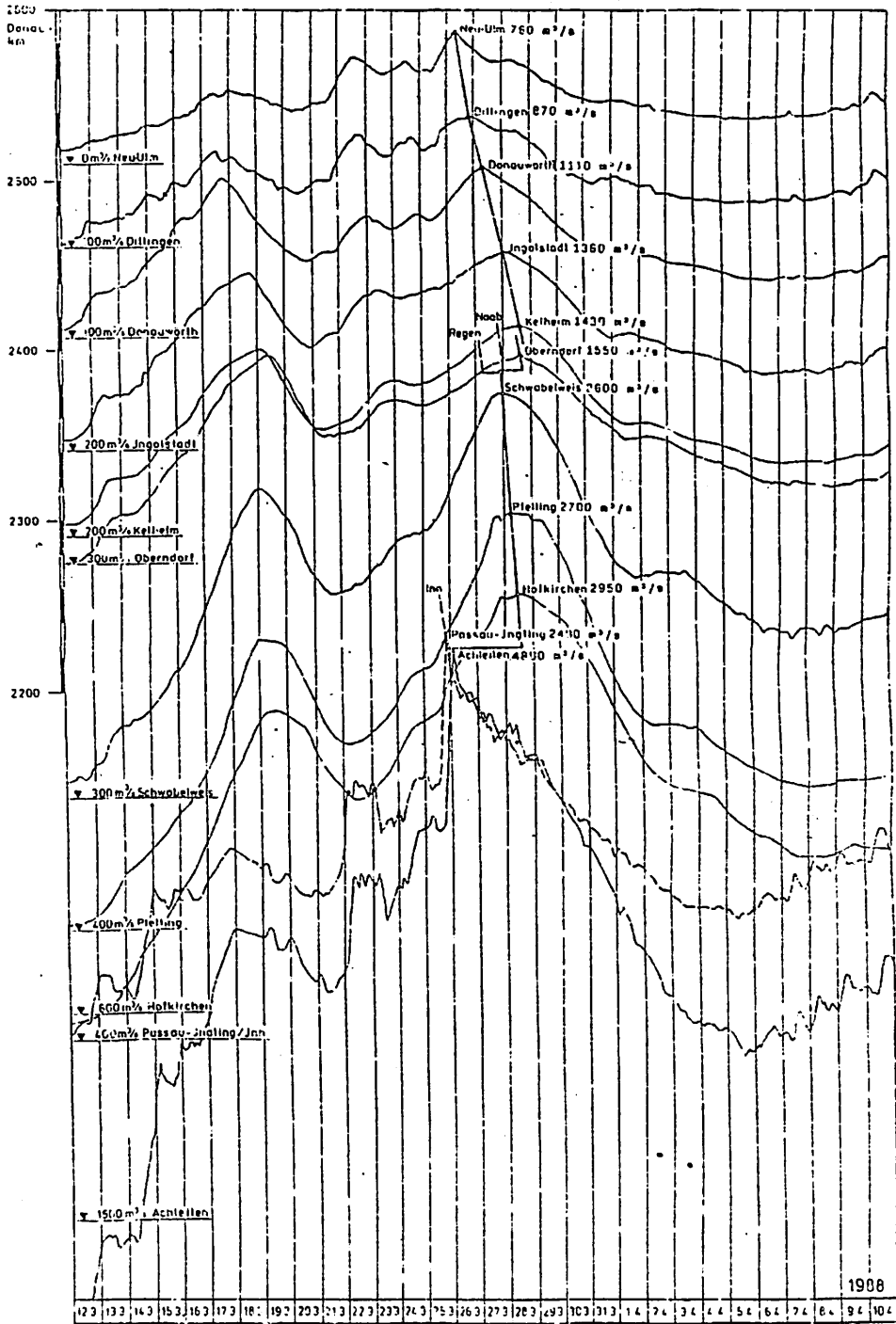


Abb. 3 Hochwasserwellenplan der Donau

Tabelle 3: Hochwasser vom 15.03. bis 05.04.1928

Pegel/Fluß	A _{EO} (km ²)	1. Scheitel			2. Scheitel			
		Datum Uhrzeit	Q (m ³ /s)	Tn (Jahre)	Datum Uhrzeit	W (cm)	Q (m ³ /s)	Tn (Jahre)
<u>Donau</u>								
Nez-Ulm/Donau	7578	18.03.88 1.00-5.00	420	(3,4 MQ)	26.03.88 12.00	449	760	5
Dillingen/Donau	11315	17.03.88 7.00-8.00	650	1	26.03.88 22.20	562	870	5
Donauwörth/Donau	15037	17.03.88 21.00	1050	10	27.03.88 9.00	544	1110	20
Ingolstadt/Donau	20001	18.03.88 14.00-15.00	1300	5	28.03.88 3.20	544	1360	8
Kelheim/Donau	22950	19.03.88 3.10-4.00	1350	5	28.03.88 15.00	650	1430	7
Oberndorf/Donau	26446	19.03.88 10.30	1450	3	28.03.88 16.30	609	1550	6
Regensburg-Schwabelweis/ Donau	35399	18.03.88 18.00	2050	7	28.03.88 0.00	672	2600	30
Pfelling/Donau	37687	19.03.88 7.00-12.00	2100	7	28./29.03.88 6.00-22.00	837	2700	30
Hofkirchen/Donau	47496	19.03.88 16.00	2350	4 - 5	28.03.88 8.00-14.00	665	2950	15
Achleiten/Donau	76615	19.03.88 4.00	3100	(2,2 MQ)	26.03.88 22.00	604	4900	5
<u>Nebenflüsse</u>								
Wiblingen/Isar	2115	22.03.88 14.00	370	ca. 1	26.03.88 6.00	555	420	1
Harburg/Wörnitz	1578	17.03.88 13.40	318	30	27.03.88 5.00-6.00	459	170	3
Augsburg/Lech	3800	22.03.88 18.40	333	(2,9 MQ)	26.03.88 9.45	254	325	(2,8 MQ)
Beilngries/Altmühl	2251	19.03.88 21.30	158	20	29.03.88 9.00-19.00	267	140	10
Heitzenhofen/Naab	5426	18.03.88 18.00-22.00	270	2	28.03.88 0.00	570	611	10
Regenstauf/Regen	2658	18.03.88 6.00-8.00	310	2	27.03.88 6.00-8.00	355	387	5
Plattling/Isar	8839	17.03.88 6.00	450	1	26./27.03.88 16.00-6.00	273	489	1 - 2
Passau-Ingling/Inn	26084	17.03.88 21.00-24.00	1350	(1,8 MQ)	25.03.88 22.00	602	2400	(3,2 MQ)
Kalteneck/Ilz	762	17.03.88 12.00	75		26.03.88 5.00	305	181	2

*Battliche Abflüsse sind vorläufige Werte.

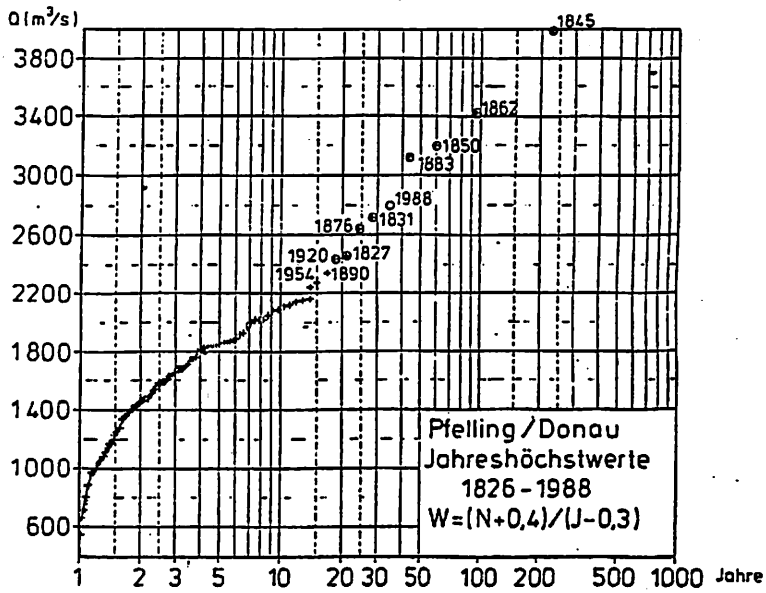


Abb. 4 Pegel Pfelling/Donau, empirische Wahrscheinlichkeit

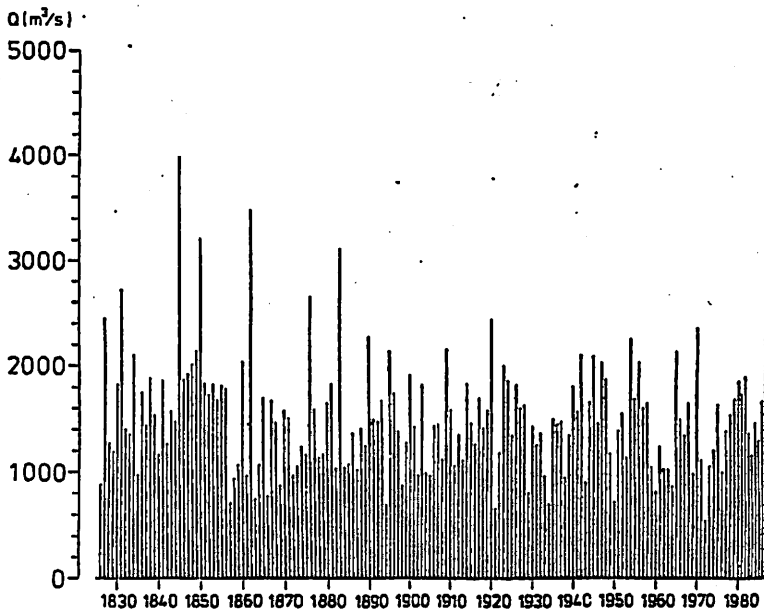


Abb. 5 Pegel Pfelling/Donau, Jahresmaxima 1826 - 1988

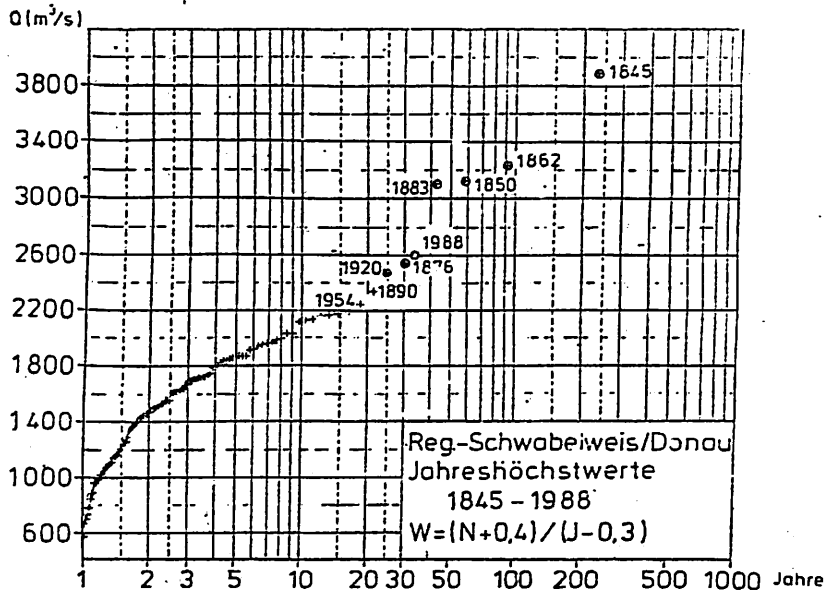


Abb. 6 Pegel Regensburg-Schwabelweis/Donau, empirische Hochwasserwahrscheinlichkeit

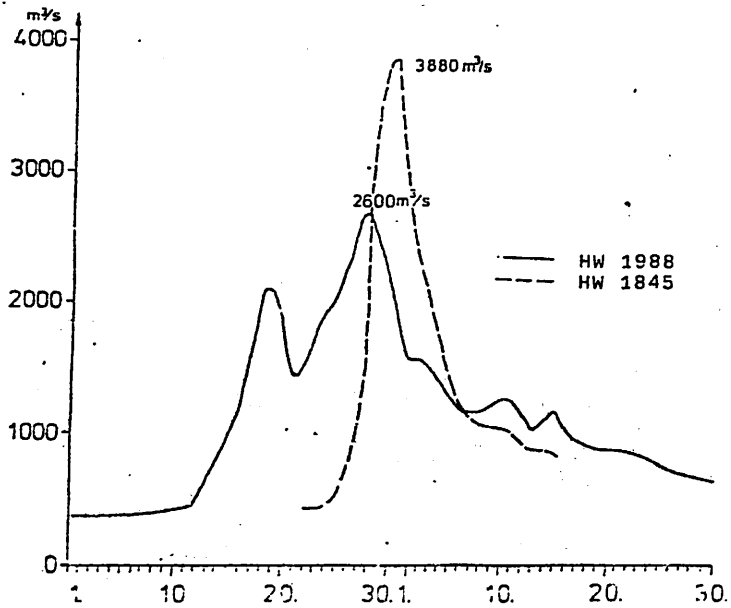


Abb. 7 Pegel Regensburg-Schwabelweis/Donau, Vergleich der März-Hochwasser 1845 und 1988

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ
Киев, 1988 г.

Повышение точности гидравлических вычислительных методов в краткосрочных гидрологических прогнозах

Конф. др. инж. М. Подани, др. инж. Ф. Роттер,
Э. Антал, Е. Роттер
Совет водного хозяйства Румынии

- Резюме -

Краткосрочные прогнозы должны обеспечивать с определённой заблаговременностью наиболее подробную информацию об уровнях, расходах, и времени добегания пика паводковой волны по изучаемой реке. В настоящее время для составления гидрологических краткосрочных прогнозов применяются "гидрологические методы" (методы Маскингама, метод Наш) и "гидравлические методы" (численное интегрирование системы Сен-Венана на конечно-разностных схемах). Гидравлические методы учитывают непостоянное течение воды в реках (или сети рек) в соответствии с геометрическими, топографическими и реальными условиями шероховатости и дают более точные результаты по сравнению с гидрологическими методами.

В работе рассматриваются возможности дальнейшего повышения точности результатов, полученных при помощи гидравлических методов. Кратко представлены методы повышения точности численных методов, известных в литературе по специальности, а именно, уплотнения сети дискретизации и применения схемы дискретизации высшей степени точности. Авторы поставили своей целью повышение точности численного интегрирования системы Сен-Венана методом экстраполяции Ричардсона.

Учитывая теоретические замечания относительно этого метода, в работе описывается его практическое применение, уделяя особое внимание выбору расчётной сетки с целью максимального улучшения точности. В заключение работы сравниваются результаты расчёта для определённого шага времени по численному интегрированию системы Сен-Венана для четырёх случаев. В первом и третьем

случаях применяется численное интегрирование по схеме Эйлера (точность первой степени, $O(\Delta x, \Delta t)$), соответственно численное интегрирование по схеме Прейсмачна (точность второго порядка $O(\Delta x^2, \Delta t^2)$), в то время когда во втором и четвёртом случаях при использовании метода Ричардсона увеличивается их точность.

Повышение точности решений по методу Ричардсона, предложенное авторами, относительно редко даёт в математических работах и до настоящего времени не применялся в целях повышения точности численных решений системы уравнений Сен-Венана для рек и сети рек.

-Доклад-

Краткосрочные гидрологические прогнозы должны обеспечивать с определённой заблаговременностью наиболее точные данные об уровнях, расходах и времени добега^{по}ния пика паводковых волн изучаемой реке или сети водотоков.

В настоящее время, для составления гидрологических краткосрочных прогнозов применяются "гидрологические методы" (метод Маскингама, метод Нэша) и "гидравлические методы" (численное интегрирование системы уравнений Сен-Венана на схемах конечных разностей).

Гидравлические методы учитывают непостоянное движение воды в реках, или речной сети в соответствии с геометрическими, топографическими условиями и условиями действительной шероховатости и даёт более точные результаты по сравнению с гидрологическими методами.

В данной работе рассматриваются возможности дальнейшего повышения точности результатов, полученных гидравлическими методами и их использования в краткосрочных гидрологических прогнозах.

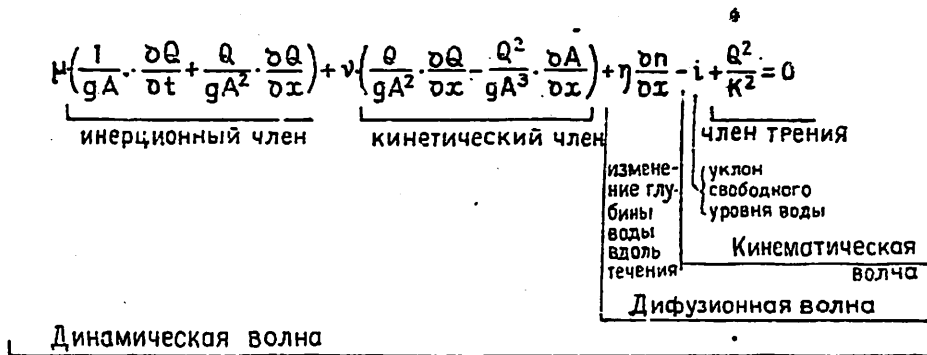
МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ

Численное интегрирование системы уравнений Сен-Венана (1), (2) на

реке проводилось по сети, данной на рис. 1.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (1)$$

$$\mu \left(\frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \right) + \nu \left(\frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \right) + \eta \frac{\partial p}{\partial x} - i + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (2)$$



уравнение с производными частного параболического типа

уравнение с частными производными гиперболического типа

где:

- x [м] — ось длины;
- t [м] — ось времени;
- $A = A(x, t)$ [м²] — смоченные площади;
- $Q = Q(x, t)$ [м³/с] — расходы;
- $Z = Z(x, t)$ [м] — уровни;
- $h = h(x, t)$ [м] — глубина;
- $q = q(x, t)$ [м³/с] — сумма удельных боковых расходов (питание/боковой приток; инфильтрация/руслевое питание; осадки).
- $k = k(x, t)$ — коэффициент Шези;
- μ, ν, η — коэффициенты равные "1" (если пренебречь влиянием одного из членов, соответствующий коэффициент равен "0").

Ордината x , исчисляемая вверх по течению, и время — независимые переменные, а остальные, зависимые переменные.

Численное интегрирование осуществлялось по схеме Прейссмана /1/ данной на рис. 2. Эта схема имеет точность второго порядка ($\Delta x^2, \Delta t^2$) по отношению к переменным Δx и Δt . Численное интегрирование по схеме Прейссмана подробно описано в работе /2/, а критерии оптимизации для оценки шага времени Δt , в работе /3/.

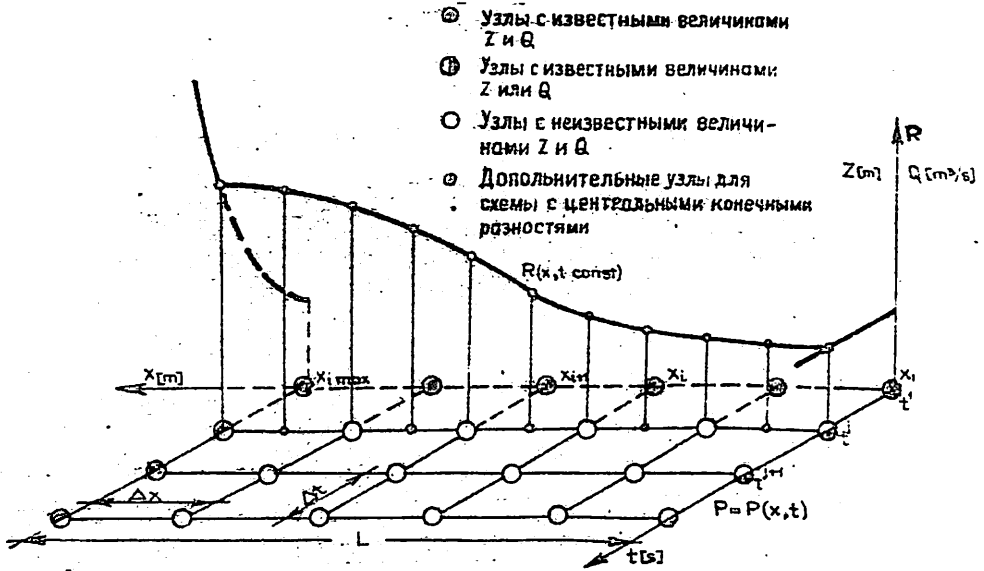


Рис. 1. Расчётная сетка

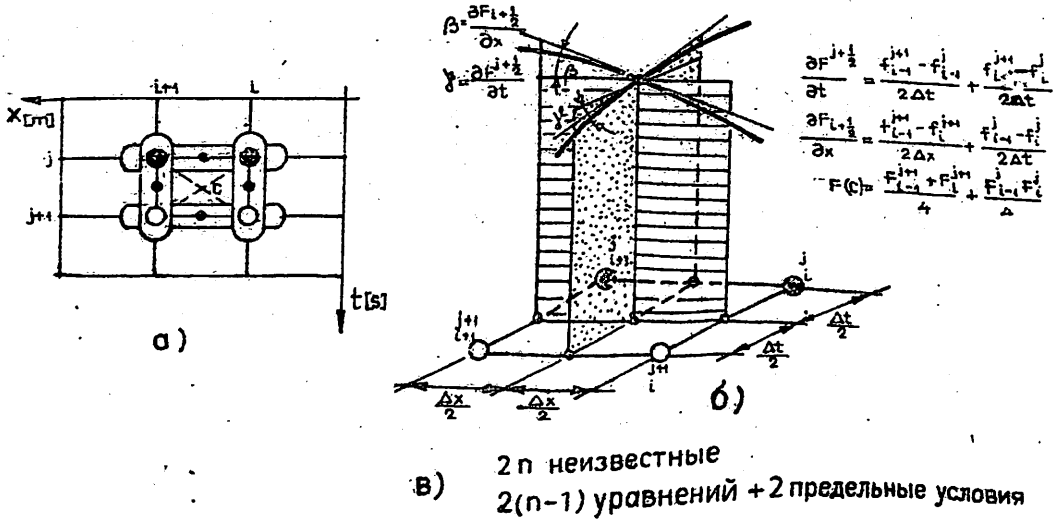


Рис. 2. Схема дискретизации точностью второго порядка $O(\Delta x^2, \Delta t^2)$

Применение системы Сэн-Венана для речной сети осуществлялось по причине того, что приток оказывает влияние на основную реку долей расходов, а основная река оказывает влияние на приток уровнем при слиянии.

При изучении добегаания паводковых волн в речной сети, повышение точности вычислительных методов имеет, по меньшей мере, три последствия:

- получение уровней Z и расходов Q в расчётных сечениях, приближающихся к аналитическому решению (отсутствующему в действительности) системы уравнений Сэн-Венана;

- возможность изучения сети больших рек путём увеличения расчётного шага Δx и Δt ;

- возможность решения более сложных ситуаций с точки зрения начальных и краевых условий.

ИЗВЕСТНЫЕ МЕТОДЫ

В литературе по гидротехнике известно несколько методов для повышения точности численных методов, применяемых к системе уравнений Сэн-Венана.

Первый подход заключается в уплотнении сети дискретизации, за счёт уменьшения расчётных шагов Δx и Δt . Подобный подход может применяться для любой схемы численного интегрирования конечными разностями, независимо от степени её точности. Точность полученных решений прямопропорциональна степени точности схемы конечных разностей. Так, для схем точности первого порядка, решение получено путём уменьшения расчётных интервалов вдвое примерно в два раза точнее, а для схем точности второго порядка, примерно в 2^2 точнее чем начальное решение. Практические пределы применения метода заключались в больших размерах полученной матрицы.

Второй метод заключался в применении схемы дискретизации высшего порядка точности. Метод заключается в замене схем конечных разностей первого порядка $O(\Delta x, \Delta t)$ схемами точности второго порядка $O(\Delta x^2, \Delta t^2)$. Применение схемы точности второго порядка сложнее из-за добавочных операций численного интегрирования, но повышение точности оправдывает затраченные усилия. До настоящего времени для численного интегрирования системы Сэн-Венана не применялась схема конечных разностей третьего порядка по следующим

причинам:

- система уравнений Сэн-Венана моделирует природное явление с точностью второго порядка (бесконечно малые члены третьего порядка пренебрегаются при записи дифференциальных уравнений);
- расчетная сетка $R(x,t)$ (рис.1) увеличилась бы на один или два шага вверх или вниз по течению, что усложнило бы краевые условия.

Так как, в настоящее время используют схему с точностью второго порядка, практическое применение предложенного метода затруднено применением схем точностью высшего порядка, (третьего, четвертого).

ПРЕДЛАГАЕМЫЙ МЕТОД

Метод, предложенный авторами, заключается в повышении точности численного интегрирования системы уравнений Сэн-Венана использованием экстраполяционного метода Ричардсона. Теоретически этот метод представлен в работе /4/.

Через $R=R(x,t)$ обозначается общая функция, выражающая уровни $Z(x,t)$ и соответственно расходы $Q(x,t)$. Если L общая протяженность реки, тогда шаги по длине x_k для двух различных расчетных сеток ($k=1,2$) даны уравнениями:

$$\Delta x_k = \frac{L}{n_k}; \quad (k=1,2) \quad (3)$$

Обозначая через R_{nk} , ($k=1,2$) приближения независимых переменных в направлении x , тогда для схемы численного интегрирования второй степени точности, данной в работе /2/ погрешностями метода будут:

$$e_k = R - R_{nk} = c_1 \left(\frac{L}{n_k} \right)^2; \quad (k=1,2) \quad (4)$$

где c_1 неизвестная постоянная. Из соотношениям (4) для $k=1$ соответственно $k=2$ можно выразить неизвестное c_1 :

$$c_1 = \frac{R - R_{n1}}{\left(\frac{L}{n_1} \right)^2} \quad (5)$$

и одновременно:

$$C_1 = \frac{R - R_{n_2}}{\left(\frac{L}{n_2}\right)^2} \quad (6)$$

Из уравнений (5) и (6) вытекает, что:

$$n_1^2 (R - R_{n_1}) = n_2^2 (R - R_{n_2}) \quad (7)$$

Новое решение для неизвестной можно записать в виде линейной комбинацией решений R_{n_1} и R_{n_2} :

$$R_{\Delta x^2; n_1, n_2} = \frac{n_1^2}{n_1^2 - n_2^2} R_{n_1} + \frac{n_2^2}{n_2^2 - n_1^2} R_{n_2} = \alpha_1 \cdot R_{n_1} + \alpha_2 \cdot R_{n_2} \quad (8)$$

Коэффициенты α_1 и α_2 рассчитываются для различных соотношений n_2/n_1 . Так как поперечные сечения русел рек получают путём топографических измерений (съёмки), практический интерес представляют только те соотношения, в которых более грубая сетка содержится в более тонкой т.е. в соотношении 2/1, 3/1, 4/1.

Таблица 1

n_2/n_1	α_1	α_2
2/1	-1/3	4/3
3/1	-1/4	5/4
4/1	-1/15	16/15

Практически нас интересует повышение точности численных решений Z и Q в узлах "i" дискретизационной сетки, тогда эти узлы должны находиться как в более грубой сетке (n_1 интервалов), так и в более тонкой (n_2 интервалов).

Если для интервала времени t^j были получены уровни и расходы во всех узлах (сечениях) x_i ($i = n_2 + 1$) расчёты можно производить по следующим фазам:

А. Производится прогонка для интервала t^{j+1} по грубой расчётной сетке (с n_1 интервалами). Таким образом, получают $n_1 + 1$ пар значений $(Z_i^{j+1}; Q_i^{j+1})_a$ с $i = 1, 3, 5, \dots, (n_2 + 1)$. Полученные результаты содержатся в векторах $(Z_i^{j+1})_a$ и $(Q_i^{j+1})_a$.

Б. Для того же времени t^{j+1} делается другая прогонка по тонкой расчётной сетке (с \dots интервалами). Так получают n_2+1 пар значений $(z_i^{j+1}, q_i^{j+1})_b$, $i=1, 2, 3, 4, \dots, (n_2+1)$ интервалов.

В. Применяется уравнение Ричардсона, соответствующее соотношению интервалов $n_2/n_1 = 2/1$, с коэффициентами $\alpha_1 = -1/3$ и $\alpha_2 = 4/3$ (в соответствии с таблицей 1).

$$\begin{aligned} (z_i^{j+1})_{\Delta x_2; n_1; n_2} &= \alpha_1 (z_i^{j+1})_a + \alpha_2 (z_i^{j+1})_b \\ (q_i^{j+1})_{\Delta x_2; n_2; n_2} &= \alpha_1 (q_i^{j+1})_a + \alpha_2 (q_i^{j+1})_b \end{aligned} \quad (9)$$

Исправленные уровни и расходы получают при помощи уравнений (9) только для узлов (сечений), входящих в обе расчётные сетки ($i = 1, 3, 5, \dots, n_2+1$).

Г. Принимаются величины $t^j = t^{j+1}$ и расчёты возобновляются согласно пункту А.

Система уравнений Сен-Венана (1), (2) не имея аналитического решения для практических случаев, встречающихся в природе, как например, реки (или речная сеть) и реальные паводковые волны, невозможно рассчитать абсолютные погрешности между точным решением и полученным с применением или без применения экстраполяционной сетки Ричардсона.

Для определения "эффективности" применения метода Ричардсона авторы осуществили множество численных проверок. Дальше, для примера дана одна из таких проверок:

- рассчитывалось дабегание паводковой волны на участке реки протяженностью 100 км. Расчётные шаги, в направлении времени Δt определялись по методологии, данной в работе /3/, а в направлении водного потока Δx_k брались следующим образом:

- а) $\Delta x_1 = 10,0$ км; $n_1 + 1 = 11$ расчётных узлов (сечений)
- б) $\Delta x_2 = 5,0$ км; $n_2 + 1 = 21$ " "
- в) $\Delta x_3 = 2,5$ км; $n_3 + 1 = 41$ " "
- г) $\Delta x_4 = 2,0$ км; $n_4 + 1 = 51$ " "
- д) $\Delta x_5 = 1,0$ км; $n_5 + 1 = 101$ " "
- е) $\Delta x_6 = 0,5$ км; $n_6 + 1 = 201$ " "

- уровни и расходы, полученные по прогонке (а) и (б) пересчитывались по уравнению Ричардсона, в результате чего были получены в 11 сечений, уровни $(Z_i^{j+1})_{\Delta x^2; n_1; n_2}$ и $(Q_i^{j+1})_{\Delta x^2; n_1; n_2}$ исправленных расходов.

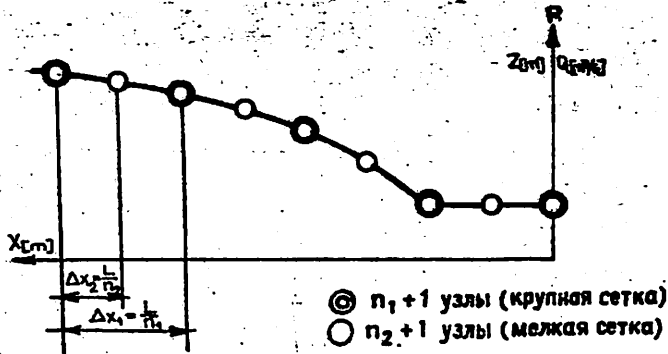
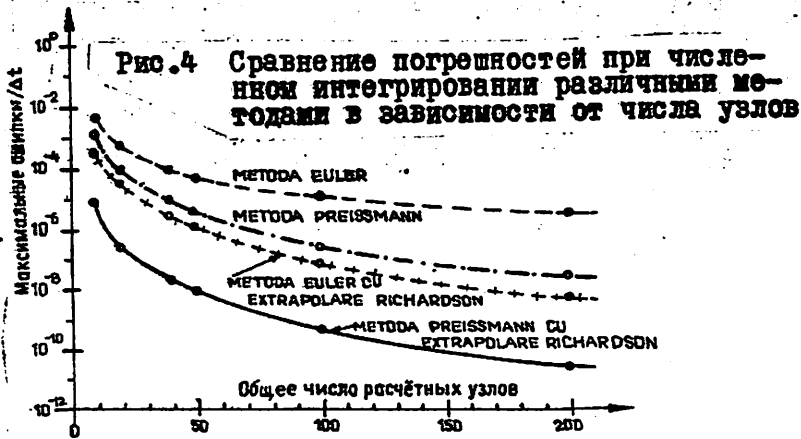


Рис.3 Сети расчёта по методу Ричардсона



- значения пересчитанные уровней и расходов затем сравнивались с соответствующими значениями прогонки (в), (г), (д), и (е). Было констатировано, что хотя уровни и расходы, полученные сетками (в), (г) и (д) стремятся всё больше к тем, что были получены по уравнению Ричардсона, точность, полученная по последнему не была достигнута. Только уровни и расходы, полученные для пункта (е) более точны по сравнению с точностью по методу Ричардсона. Погрешности для различных значений Δx (для шага времени Δt) даны на рис.4

В В В О Д Н

Метод Рундсона по увеличение точности численных решений системы уравнений Сен-Венана (1), (2), характеризуется значительным снижением расчётных узлов на шаг времени, при той же высокой точности решений. Метод может применяться с очень хорошими результатами в краткосрочных гидрологических прогнозах, если в определённых расчётных сечениях необходимы уровни и/или расходы высокой точности, как в случае борьбы с наводнениями в зонах с важными защищаемыми объектами.

Использование соотношения $n_2/n_1 = 2/1$ имеет преимущества по сравнению с соотношениями 3/1; 4/1, так как исправленные решения получают в каждом втором расчётном узле, тонкой сетки. Используя соотношение $n_2/n_1 = 2/1$ авторы нашли, что применение метода Рундсона снижает потребности численного интегрирования примерно на 80-90% по сравнению с погрешностями численного интегрирования по более мелкой сетке.

Хотя метод Рундсона является универсальным в повышении точности решений численного интегрирования, им относительно редко пользуются в математических работах. Приблизительно в 180 работах по гидравлике (национальных и международных) по добеганию паводковых волн по рекам, авторы не встретили ни одной ссылки на применение этого метода для повышения точности численных решений.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. CUNGE, J.A., s.a. (1980)
Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman Editors, London.
2. ROTTER, F.I., COMAN, T. (1984)
Izolowanie dobegania i companovchi povedcovih voln v gidrograficeskih basseinah. A XII-a Conferință de prognoze hidrologice a țarilor dunărene, Bratislava.

3. ROTTER, F.I., COMAN, T. (1986)
Criteriu pentru asigurarea unei precizii bune la o metodă implicită, utilizată la prognoze hidrologice de scurtă durată. A XIII-a Conferință de prognoze hidrologice a țărilor dunărene, Belgrad
4. MARCIUC, G.I., SAIDUROV, V.V. (1981)
Creșterea preciziei soluțiilor în scheme cu diferențe finite. Editura Academiei R.S.România, București

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

Киев, 1988 г.

Оценка экономической эффективности гидрологических прогнозов, используемых в защите от наводнений

Янкович Д., Ковачевич Н.

Республиканский гидрометеорологический институт СР Сербии
Белград, СФРЮASSESSMENT OF ECONOMIC EFFICIENCY OF HYDROLOGICAL FORECASTS
IN FLOOD PROTECTION ACTIVITY

Jankovic D. Kovacevic N.

Beograd, Yugoslavia

РЕЗЮМЕ

В статье рассматриваются некоторые организационные характеристики служб защиты от наводнения и гидропрогнозов для части территории СР Сербии и их взаимоотношения. Анализируются затраты на гидропрогнозы и прибыль / выраженная как прямое сбережение затрат на защиту в периоды паводков /. На основании результатов этих анализов делаются выводы о экономической эффективности гидропрогнозов, выпускаемых для необходимости защиты от наводнений.

SUMMARY

The paper considers some of the characteristics of flood protection and flood forecasting services in the Socialist Republic of Serbia and their interaction. Costs and direct benefits of the forecasts have been analysed, where the direct benefit is expressed through the savings caused by reduced costs of the flood protection measures due to timely and reliable flood forecasts. On the base of this analysis conclusions have been drawn about economical justification of the forecasts needed for flood prevention activities in Serbia.

ВВЕДЕНИЕ

Значительная часть территории СР Сербии находится под угрозой возможных наводнений. Как правило, речь идет о самых качественных сельскохозяйственных зонах, важнейших трассах путей сообщений, промышленных и городских зонах, наводнениях в которых вызывают большой ущерб народного хозяйства и угрожают жизнь и здоровье населения. Прямой ущерб в среднем достигает 1,2% национального дохода. Поэтому, различным мероприятиям по защите от наводнений уделяется значительное внимание: ведутся большие регуляционные работы, строятся новые и укрепляются существующие защитные дамбы, включаются в защиту искусственные водохранилища, принимаются интенсивные меры по консервации почвы, совершенствуются юридические мероприятия и постоянно повышаются требования к службе гидрологических прогнозов.

Предметом настоящей работы является анализ возможности оценки экономической эффективности гидропрогнозов, выпускаемых исключительно для надобности защиты от наводнений. В таком анализе, несомненно, необходимо введение ряда упрощений, т.к. практически невозможно определить все финансовые эффекты гидрологических прогнозов. Но для того, чтобы прийти к какому-либо выводу о экономической эффективности гидропрогнозов, используемых в защите от наводнений, необходимо вначале определить взаимоотношения службы, несущей общественное задание защиты от наводнений и службы гидропрогнозов.

ЗАЩИТА ОТ НАВОДНЕНИЙ И ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ В СР СЕРБИИ

Защита от наводнений возлагается на республиканскую и региональные самоуправленческие организации водного хозяйства /СОВХ/. Материальные средства для выполнения этого задания СОВХ направляют на строительство новых и содержанию существующих защитных объектов, непосредственную защиту от наводнений в условиях появления половодья и на исследования в этой области.

Содержание существующих защитных объектов и непосредственную

защиту от наводнений региональные СОВХ поручают специализированным предприятиям путем контракта. Службы гидрологических наблюдений оповещения и гидропрогнозов поручают Республиканскому гидрометеорологическому институту /РГМИ/. Важнейшие обязанности всех участников по защите от наводнений утверждаются годовым Планом защиты от наводнений.

Служба гидрометеорологических наблюдений, оповещения и прогнозов как деятельность широкого общественного значения, финансируется бюджетом Республики. Между тем, объем деятельности финансируемый бюджетом, не удовлетворяет всех специфических требований различных потребителей гидропрогнозов, в частности и СОВХ. Дополнительные требования, как в смысле повышения числа пунктов наблюдений и прогностических профилей, так и в смысле частоты выпуска информации и прогнозов и др., региональные СОВХ оплачивают на основе годских контрактов с РГМИ. Что касается анализа экономической эффективности гидропрогнозов, эти средства в дальнейшем будут считаться затратами на гидропрогнозы для потребности защиты от наводнений.

Финансовые средства, которые региональные СОВХ выплачивают предприятиям, проводящим непосредственную защиту от наводнений, можно разделить на две части: первую часть представляет собой фиксированная сумма, которая выплачивается за выполнение планированных работ и не представляет интерес с точки зрения настоящего анализа; вторая часть выплачивается только тогда, когда предприятие выводит механизацию и людей на участок реки в целях проведения мероприятий непосредственной защите от наводнений и эта сумма соответствует фактическим затратам предприятия. Вопрос о принятии непосредственной защите случая конкретного половодья не решает предприятие, а руководитель защитой, на основе информации о гидрометеорологических условиях в речной сети и бассейне и гидропрогнозов. Поэтому СОВХ могут сэкономить определенные средства исключая неэффективные мероприятия по непосредственной защите. Эти средства можно сэкономить благодаря надежным гидропрогнозам и в дальнейшем эти средства будут считаться как "прибыль" от гидропрогнозов.

В целях надежного определения прибыли от гидропрогнозов необхо

димо определить условия, при выполнении которых предприятие обязано было бы выйти на определенный сектор реки, если бы не было гидропрогнозов. Для этого обсудить гидрологические условия, требующие определенных действий в целях защиты.

В зависимости от уровней воды в русле на рассматриваемом участке реки, определены два критических значения: первое, когда уровни достигают значения H_1 , т.э. "состояние готовности"; второе, когда уровни достигают значения H_2 - "состояния непосредственной защиты". В условиях, когда уровни выше H_1 , служба гидропрогнозов работает в специальных режимах. Когда по прогнозам предусматривается повышение уровней H_2 , предприятие выходит на конкретный участок и предпринимает предписанные действия.

Очевидно, что региональные СОВХ заинтересованы получать надежные прогнозы по двум причинам. Во-первых, чтобы обеспечить своевременное принятие мер по непосредственной защите и, во-вторых, чтобы избежать затраты, вытекающие из непотребных, а предпринятых действий по непосредственной защите.

По существу, главная общественная прибыль от гидропрогнозов и получается от того, что обеспечивают своевременную защиту или дают возможность эвакуации населения и движимости, когда от наводнений защититься нельзя. Оценка этой прибыли выходит за рамки настоящего анализа. Здесь принимается грубое упрощение, что эта прибыль является результатом той части службы гидропрогнозов, которая финансируется бюджетом республики. Прибылью, которая будет сопоставляться с затратами на прогнозы, дальше будут считаться только сбережения СОВХ, являющиеся как результат избегания непотребных действий предприятия на посредственной защите. Исходя из этих соображений, число предупрежденных выходов предприятия будет считаться число появившихся половодий, уровни которых превышали H_1 , уменьшенное на число действительных выходов предприятия в рассматриваемом периоде времени.

Сбережения от одного предупрежденного выхода будут определены на основе данных о действительных выходах в рассматриваемом периоде.

ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗОВ

Экономическая эффективность гидропрогнозов для надобности службы защиты от наводнений, исходя из предшествующих рассуждений, можно определить по выражению

$$P/C = (N_{pv} - n_{fv}) C_1 / C - 1 \quad , \quad / I /$$

в котором P — прибыль /сбережение/ от гидропрогнозов; C — цена прогнозов, т.е. сумма, выплачиваемая региональным ОВХ РГМИ; N_{pv} — число потенциальных выходов предприятия; n_{fv} — число фактических выходов и C_1 — стоимость одного выхода.

Чтобы получить надежные оценки N_{pv} , n_{fv} и C_1 — рассматривались данные для 8 регионов за период 10 лет /1978–1987/. Так как значения C_1 и C очень сильно варьируют от года к году из-за присущей инфляции, для каждого года определялись соотношения C_1/C , а затем его среднее значение для рассматриваемого периода.

Таким образом, средневзвешенные значения рассматриваемых переменных для территории 8-и регионов и за период 1978–87г., следующие: $N_{pv} = 12,3$; $n_{fv} = 1,2$ и $C_1/C = 1,5$. Подставляя эти значения в уравнение /I/, получается $P/C \approx 17$, другими словами, каждая из региональных ОВХ осуществляет ежегодно /в среднем/ сбережения, которые приблизительно в 17 раз превышают их затраты на финансирование гидрологических прогнозов.

Выходит, что в данном случае гидропрогнозы экономически очень эффективны.

На самом деле, вряд ли есть серьезные сомнения в том, что гидропрогнозы необходимы для успешной защиты от наводнений и в том, что они экономически выгодны. Поэтому, главное достоинство настоящего анализа в том, что дает хотя бы и приблизительную оценку этой выгоды.

ЛИТЕРАТУРА

- I. Janković, D., Kovačević, N and Mijalčić, M. (1988): Hydrological Forecasts for the Needs of Flood Protection in the Socialist Republic of Serbia, ICID 1988, Dubrovnik, Jugoslaviya.

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ
(Киев, 1988 г.)

О численном восстановлении добегания волн по руслам рек

Петру Шербан, Чикриан Корбуш, Институт метеорологии
и гидрологии, Бухарест, Румыния

Contributions to the computation of flood routing
along the riverbed

Dr. eng. Petru Serban, eng. Corbug Ciprian

Institute of Meteorology and Hydrology
Bucharest, Romania

РЕЗЮМЕ

Классический метод Маскингама использует такое соотношение между расщеплением и сдвигом паводка по руслу, которое не соответствует определенным реальным условиям, как, например, добегание паводков по затопляемым поймам. Для устранения этих недостатков, процесс добегания паводков по руслам рассматривается при помощи теории систем. Для этого определены непрерывные и дискретные функции переноса на определенном речном участке (система Маскингам-ого типа). Для наиболее простого определения двух параметров соотношения T и O были составлены дварабочих графика, с использованием данных, полученных на гидрометрических станциях. Предложенный метод был проверен на реке Яломице, при прогнозе добегания паводковых волн между гидрометрическими станциями Кошерень и Слобозия, где речной участок имеет очень протяженную затопляемую пойму. Эксперименты показали, что этот метод дает очень хорошие результаты при воспроизведении линейных процессов добегания паводковых волн по речным участкам с протяженными затопляемыми поймами. Эти результаты получены в основном благодаря увеличению области колебания коэффициента затухания O от $0+0,5$ до $(-\infty + 1)$.

Abstract:

The classical Muskingum method introduces a fairly rigid relationship between flood attenuation and translation through the riverbed, which fails to satisfy certain practical situations such as flood routing through rivers with large flood plains.

In order to overcome this disadvantage we shall approach the flood routing process by means of the theory of systems. In this respect the continuous and discrete transfer functions specific to a river reach were determined (Muskingum type of system).

For an easy accurate determination of the two parameters of the transfer function T and θ two working graphs were drawn using the data recorded at the river stations.

The method devised was tested on the Ialomița river in floodwave forecasting between the river stations Coșereni and Slobozia where the river reach has a wide floodplain. The experiments showed that this method yields good results in simulating non-linear floodwave routing along river reaches with extensive flood plains. These outcomes are mainly due to extending the variation range of the attenuation parameter θ from $\theta + 0.5$ to $(-\infty + 1)$.

ДОКЛАД

1. ВВЕДЕНИЕ

Одним из методов, часто используемых в практике добегаания паводковых волн по руслам рек, является метод Маскингама, разработанный Мак Карти /6/.

Этот метод, в своей обычной форме основывается на следующих уравнениях:

- уравнение непрерывности:

$$Q_a - Q_d = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

- уравнение переноса в упрощённой форме:

$$V = T[\theta Q_a + (1 - \theta)Q_d] \quad (2)$$

Интегрируя систему, состоящую из уравнений (1) и (2) с помощью схемы конечных разностей Эйлера, получим:

$$Q_d^{n+1} = C_1 Q_a^n + C_2 Q_a^{n+1} + C_3 Q_d^n \quad (3)$$

$$C_1 = \frac{T\theta + \frac{\Delta t}{2}}{T(1-\theta) + \frac{\Delta t}{2}}, \quad C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{2} - T\theta}{T(1-\theta) + \frac{\Delta t}{2}},$$

$$C_3 = \frac{T(1-\theta) - \frac{\Delta t}{2}}{T(1-\theta) + \frac{\Delta t}{2}} \quad (4)$$

В качестве обозначений для вышеуказанных формул, использовались скопившийся или израсходованный объём на участке реки Q_d и Q_d - расход притока или оттока на участке реки; $n, n+1$ - моменты времени; θ, T - параметры; Δt - шаг по времени.

Условие стабильности решения (3) системы (1-2):

$$0 \leq \theta \leq \frac{1}{2} \quad (5)$$

С другой стороны, коэффициенты C_1, C_2 и C_3 из уравнения (5) должны быть положительными с физической точки зрения. Принимая это условие, получим двойное неравенство

$$2T\theta \leq \Delta t \leq 2T(1-\theta) \quad (6)$$

представленное на рис.1.



Рис.1 Допустимые пределы для параметров уравнения (3) (///) и параметров уравнения (14) (/// \\\)

Метод Маскингама в своей начальной форме вносит жесткую зависимость времени добега D_p максимального расхода от его затухания A , так как сохраняя постоянным параметр T (соответственно D_p) и, изменяя θ в пределах, допускаемых соотношением (5) можно получить незначительное затухание максимального расхода в расчетном секторе (рис.2).

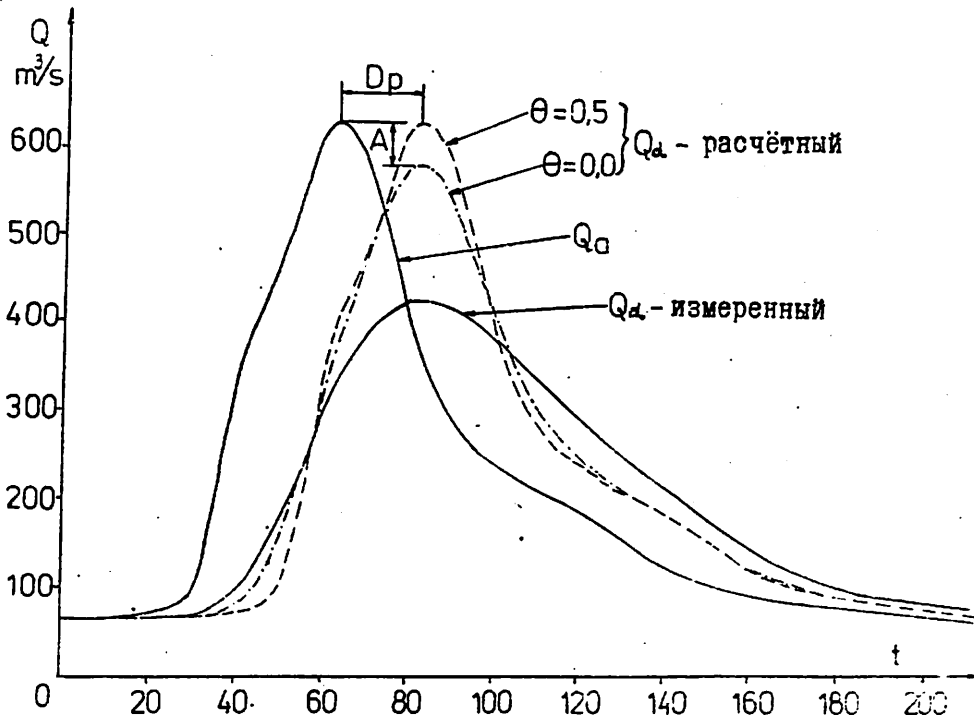


Рис.2 Добегание паводка по участку реки

Это является недостатком метода, если учитывать тот факт, что в определенных ситуациях, действительное затухание (рис.2) максимального расхода может превысить расчетное затухание.

Другим недостатком метода Маскингама является то, что при этом методе не сохраняется объем паводка, когда параметр T считается переменным в зависимости от расхода.

Усовершенствование метода различными авторами [1-7] касалось, главным образом, вопросов определения параметров уравнения Маскингама.

Далее описывается способ усовершенствования метода Маскингама, что даёт возможность лучшего численного воспроизведения различных практических случаев добега паводков по руслам рек.

2. АНАЛИЗ ПРОЦЕССА ДОБЕГАНИЯ ПО ТЕОРИИ СИСТЕМ

Поведение речного сектора с точки зрения добега паводков можно сравнить с линейной системой типа Маскингам [3], (рис.3), данной уравнением:

$$T(1-\theta)\frac{dQ_d}{dt} + Q_d = Q_a - T\theta\frac{dQ_a}{dt} \quad (7)$$

полученной из комбинации уравнений (1) и (2).

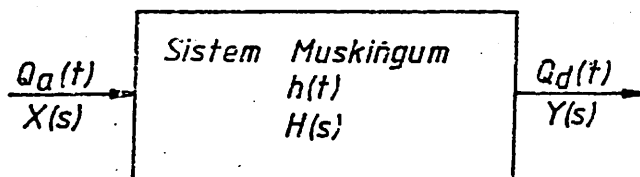


Рис.3 Линейная система типа Маскингам

Функция переноса системы $H(s)$ во всей области получают путём применения трансформирующей Лапласа уравнения (7)

$$H(s) = \frac{Y}{X} = \frac{1 - T\theta s}{1 + T(1-\theta)s} = \frac{\theta}{1-\theta} \left[1 - \frac{1}{T\theta(1-\theta)} \frac{1}{s + \frac{1}{T(1-\theta)}} \right] \quad (8)$$

где: X , Y Лапласа преобразование входа (Q_a) и соответственно (Q_d) выхода анализируемой системы, а s - комплексная переменная.

Функцию переноса системы $h(t)$ в область времени получают путём применения преобразования Лапласа, обратного уравнению (8):

$$h(t) = \frac{\theta}{\theta-1} \delta(t) + \frac{1}{T(1-\theta)^2} \cdot e^{-\frac{t}{T(1-\theta)}} \quad (9)$$

где $\delta(t)$ функция Дирака.

Для определения функции переноса $h(t, \Delta t)$ при продолжительности входного импульса в систему Δt , используется уравнение:

$$h(t, \Delta t) = \frac{S(t) - S(t - \Delta t)}{\Delta t} \quad (10)$$

где S интегральная кривая основной функции

$$S(t) = \int_0^t h(\tau) d\tau = 1 - \frac{1}{1 - \theta} e^{-\frac{t}{T(1-\theta)}} \quad (11)$$

Если:

$$0 \leq t \leq \Delta t$$

$$h(t, \Delta t) = \frac{1}{\Delta t} \left[1 - \frac{1}{1 - \theta} e^{-\frac{t}{T(1-\theta)}} \right] \quad (12)$$

Если:

$$\Delta t \leq t < \infty$$

$$h(t, \Delta t) = \frac{1}{\Delta t(1 - \theta)} \left[e^{-\frac{\Delta t}{T(1-\theta)}} - 1 \right] e^{-\frac{t}{T(1-\theta)}} \quad (13)$$

Интегрируя уравнения (12) и (13) по интервалам времени Δt можно получить функцию переноса $u(j, \Delta t)$, выраженную элементарными единицами объема

$$u(j, \Delta t) = \begin{cases} 1 - \frac{T}{\Delta t} \left[1 - e^{-\frac{\Delta t}{T(1-\theta)}} \right] & j=1 \\ \frac{T}{\Delta t} \left[1 - e^{-\frac{\Delta t}{T(1-\theta)}} \right]^2 e^{-\frac{\Delta t}{T(1-\theta)}} & j=2, 3 \end{cases} \quad (14)$$

Задавая условие, чтобы ординаты функции переноса были положительными и меньше единицы, получают условия (рис.1)

$$\theta < 1 + \frac{\Delta t}{T \ln \left(1 - \frac{\Delta t}{T} \right)} \quad \frac{\Delta t}{T} < 1 \quad (15)$$

$$\theta < 1 \quad \frac{\Delta t}{T} \geq 1$$

Можно заметить, что при применении теории систем диапазон вариации параметра θ увеличивается от $/0 \div 0,5/$, в соответствии

с формулой (5), до $-\infty \div 1$, что увеличивает возможности метода Маскингама.

В соответствии с теорией линейных систем выход из системы даётся следующим уравнением:

$$Q_d(t) = \int_0^t Q_a(\tau) h[t - \tau, Q_a(\tau)] d\tau \quad (16)$$

Если вход и выход из системы известны на дискретные интервалы времени, уравнение (16) принимает вид:

$$Q_d(m\Delta t) = \Delta t \sum_{i=0}^m Q_a(i\Delta t) u_i(m\Delta t - i\Delta t) \quad (17)$$

где: $Q_d(m\Delta t)$ ордината во время $m\Delta t$ гидрографа оттока из сектора реки; $Q_a(i\Delta t)$ — средний расход притока за интервал i , который начинается в момент $i\Delta t$; u_i — ответная функция системы на единичный импульс $Q_a(i\Delta t)$ однородно распределенный в интервал Δt .

3. ФИЗИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ

Для выведения физического значения параметров T и θ метода Маскингама используется уравнение (2).

Если считать движение воды по участку реки ($Q_a = Q_d = Q_0$ и $\theta = 0$) постоянным по уравнению (2) можно получить

$$T = \frac{V}{Q_0} \quad (18)$$

где Q_0 расход, соответствующий постоянному движению. В этом случае параметр T представляет собой продолжительность переноса D_p элементарной массы воды на рассматриваемом участке реки в постоянном режиме.

Если перенос воды непостоянный ($Q_a \neq Q_d \neq Q_0$ и $\theta = 0$), тогда:

$$J = C_\theta \cdot D_p \quad (19)$$

где C_θ коэффициент поправки, зависящий от параметра θ .

В работе /5/ подробно представлен метод выведения следующих расчётных формул параметра θ :

$$\theta = \theta_1 - \frac{1}{2} \frac{h_m}{I_0 x} \quad (20)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{L}{x} \right) \quad (21)$$

Уравнение (20) показывает, что параметр θ состоит из двух членов. Первый член является коэффициентом, говорит о форме водной поверхности, и изменяющийся в пределах от 0 до 1, а второй — функция числа "характерных" участков реки, на которые подразделяется рассматриваемый сектор.

Под "характерным" участком подразумевается участок реки, на котором связь между скопившимся на участке объёмом V и Q_d отточным расходом приблизительно линейна. Это значит, что "характерный" сектор реки ведёт себя, как линейное водохранилище, для которого $\theta = 0$ и $Q_0 = Q_d$.

Уравнение (21) показывает, что когда протяженность "характерного" участка L превышает протяженность речного сектора x (случай, встречающийся на коротких участках, расположенных в равнинной зоне) параметр θ может принимать отрицательные значения.

Остальные обозначения в уравнениях (20) и (21): h_m — средняя глубина воды, I_0 — уклон речного сектора.

Многие исследователи называют θ параметром затухания, если учитывать, что θ коррелируется с уклоном ложбины, который, в свою очередь, оказывает влияние на затухание максимального расхода.

4. ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТЬ ПАРАМЕТРОВ И ВЛИЯНИЕ ИНТЕРВАЛОВ ДИСКРЕТИЗАЦИИ

Рассматривался участок реки без притоков протяженностью в 70 км. Для изучения чувствительности параметров, при использовании уравнений (14) и (17) выполнялись несколько расчётов затухания с учётом двух типов гидрографов притока с одинаковым максимальным расходом и различными значениями параметров. Тип приточного гидрографа определялся показателем "заострённости" гидрографа $АН$, данным второй производной, рассчитанной для пика паводка

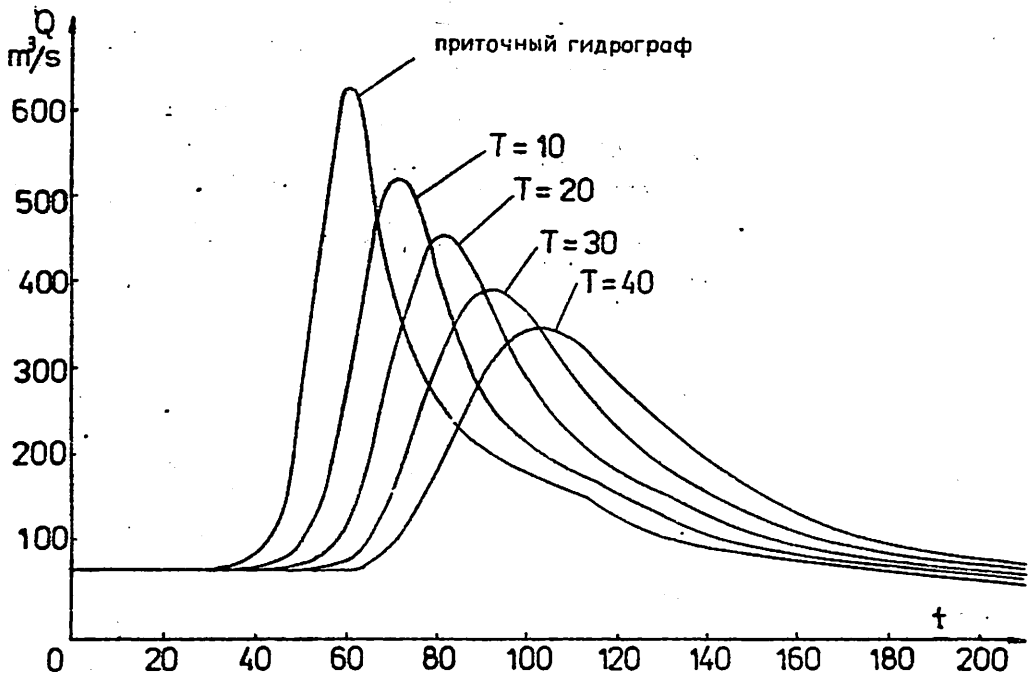


Рис.4 Чувствительность параметра T для приточного гидрографа $\Delta H = 10(\theta = 0)$

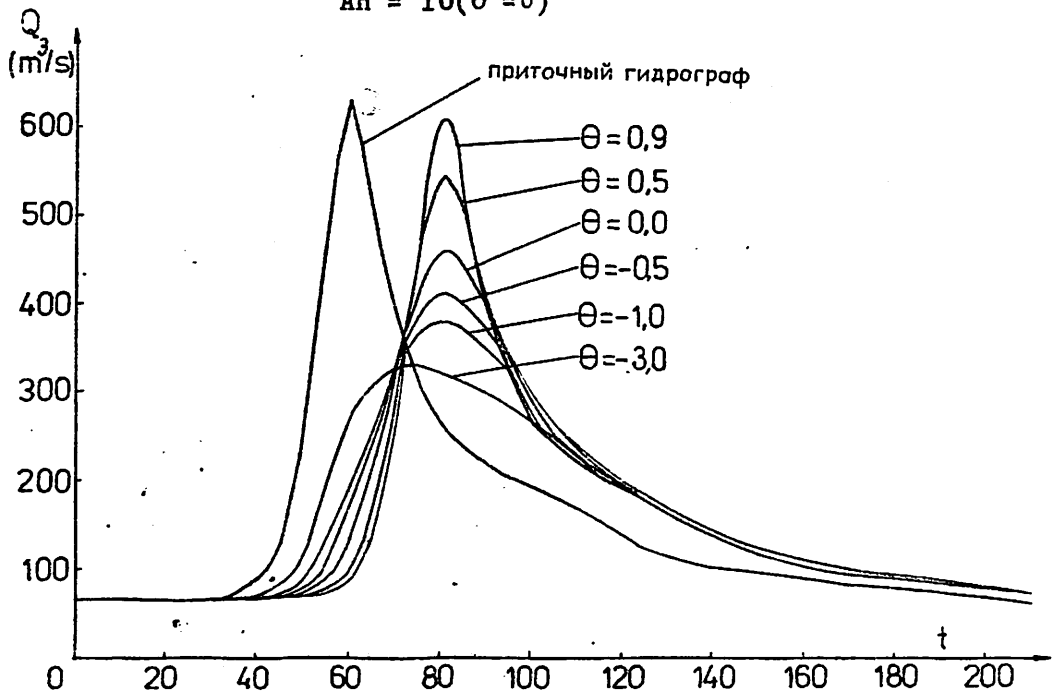


Рис.5 Чувствительность параметра θ для приточного гидрографа $\Delta H = 10(T = 20 \text{ час})$

$$AH = \left| \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} \right| = \left| \frac{Q_{t+\Delta t} - 2Q_t + Q_{t-\Delta t}}{\Delta t^2} \right| \quad (22)$$

Анализируя полученные результаты можно сделать следующие, наиболее важные выводы:

- параметр T оказывает очень сильное влияние на гидрограф оттока (рис.4). Поэтому, а также с физической точки зрения рекомендуется считать его переменным в зависимости от расхода, случай, когда данный метод сохраняет объём приточной волны и позволяет получить множество типов для отточного гидрографа (рис.6);

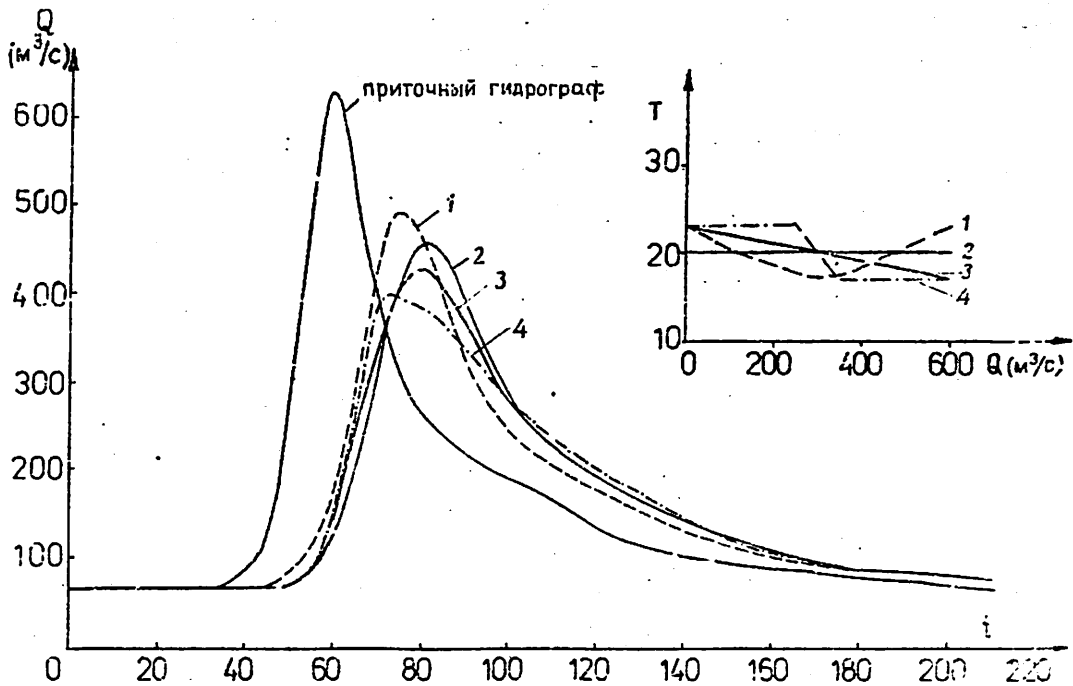


Рис.6 Влияние вариации параметра T на отточный гидрограф ($\theta = 0, AH=10$) в зависимости от расхода

- параметр θ сильно влияет на отточный гидрограф (рис. 5). Усовершенствование метода Маскинтама - особенно увеличение диапазона вариации параметра θ от $(0 \pm 0,5)$ до $(-\infty \pm 1)$ даёт возможность широкого применения этого метода при численном воспроизведении движения паводковых волн по руслам рек;

- усовершенствованный метод Маскинга даёт возможность воспроизведения при помощи численного расчёта добегающих паводков с острым пиком, которые обычно затухают быстрее, чем более плоские паводки.

Для изучения влияния интервалов дискретизации на интегрирование уравнения Маскинга предложенным методом проводилось несколько расчётов добегающих приточного гидрографа с шагом, переменным по времени и постоянным в пространстве ($\Delta x = 10$ км), что дано в (таблице 1), а также с постоянным шагом во времени ($\Delta t = 1$ ч) и переменным в пространстве (таблица 2).

Таблица 1 Влияние шага времени на интегрирование уравнения Маскинга

№	Δx (км)	Δt (ore)	ϵ %
1	10	1	0,5
2	10	3	-1,7
3	10	6	-2,5

Таблица 2 Влияние пространственного шага на интегрирование уравнения Маскинга

№	Δx (км)	Δt (ore)	ϵ %
1	7	1	0,8
2	10	1	0,5
3	17,5	1	-0,9

Для каждого рассматриваемого варианта определялась относительная погрешность ϵ (%) между расчётным и измеренным в нижнем сечении гидрографом.

Результаты проверочных расчётов показали, что относительные погрешности в результате дискретизации приточного гидрографа при измерении шага времени (таблица 1) и относительные ошибки, вызванные параметром 0, при изменении пространственного шага (таб -

липа 2), изменяются очень незначительно в зависимости от Δx и Δt , что говорит о стабильности схемы, применяемой для интегрирования уравнения Маскингаме.

5. КАЛИБРОВКА РАСЧЁТНОЙ МОДЕЛИ

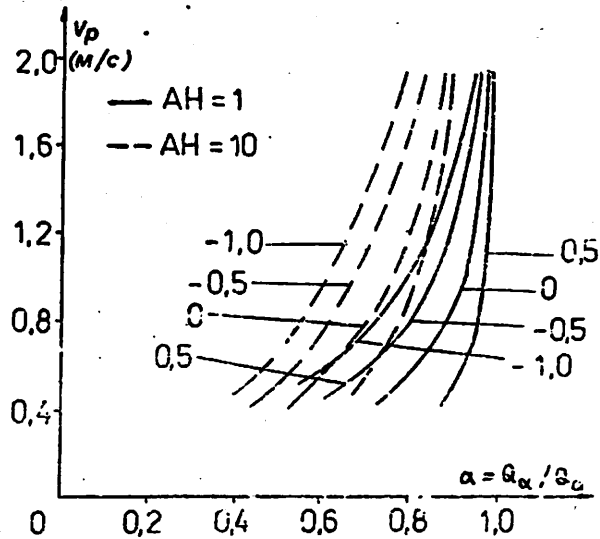
Параметры T и θ определяются для характерных участков реки протяженностью x , на основании данных гидрометрических станций и морфологических характеристик русел. Наиболее важными этапами в определении этих параметров являются:

а) определение скорости добегания v_p и коэффициента затухания α максимального расхода на основе следующих формул:

$$v_p = \frac{x}{D_p} \quad \alpha = \frac{Q_{md}}{Q_{mo}} \quad (23)$$

где: D_p продолжительность переноса расхода по участку реки протяженностью x ; между двумя гидрометрическими станциями; Q_{ma} , Q_{md} - максимальный расход притока и соответственно максимальный расход оттока на участок и с участка реки;

Рис.7 Изменение параметра затухания θ в зависимости от скорости добегания v_p , коэффициента добега α максимального расхода и пика гидрографа ΔH



б) предварительное определение параметра θ на основе диаграммы на рис.7 в зависимости от v_p , α и типа приточного гидрографа, данного показателем его заостренности ΔH ;

в) предварительное определение параметра T на основе уравнения

$$T = \frac{x}{v_T} \quad (24)$$

где v_T скорость добегаания, соответствующая параметру T . Эту скорость можно получить по диаграмме при известных v_p и θ ;

г) предварительное определение параметров T_s и θ_s по расчётным участкам протяженностью Δx , используя уравнение:

$$T_s = T \cdot \frac{\Delta x}{x} \quad (25)$$

$$\theta_s = 1 - \left(\frac{x}{\Delta x} \right)^{1/3} (1 - \theta)$$

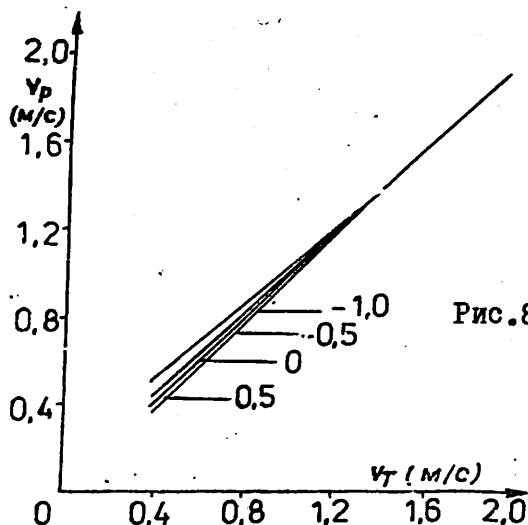


Рис.8 Изменение скорости соответствующей параметру T в зависимости от скорости добегаания паводка v_p и параметра затухания θ

Разделение участка реки протяженностью x , расположенного между двумя гидрометрическими станциями, на участки протяженностью Δx необходимо для хорошего геометрического и гидравлического моделирования рассматриваемого участка. Параметры T_s и θ_s можно принимать различными по участкам в зависимости от морфометрических характеристик русла;

д) оптимизация параметра θ_s . По преобладающим значениям параметров θ_s и T_s и с учётом нескольких паводковых волн рас-

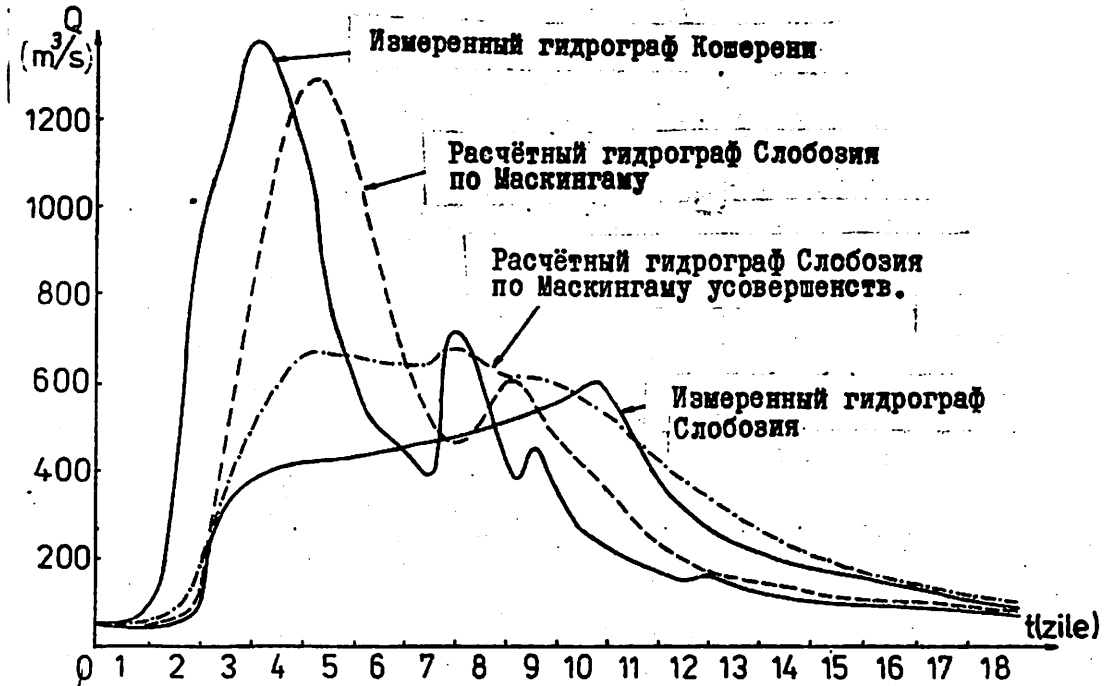


Рис.9 Добегание паводка в июле 1975 г.
по участку Кошерени-Слобозия на р. Яломитца

читываются отточные параметры, которые сравниваются с отточными измеренными гидрографами. Если оба комплекта гидрографов не превышают отклонений ε (например $\pm 5\%$) параметр θ , правильный, в противоположном случае параметр θ изменяется таким образом чтобы ε было меньше. Если погрешность ε не уменьшится при изменении параметра θ от $-\infty$ до 1, расчёт возобновляется с момента а), принимая параметры T и θ переменными в зависимости от расходов, проходящих по участку реки.

Метод оптимизации применяется только для параметра θ , более трудно определяемого, особенно для участков рек со значительными притоками.

В результате проведённых исследований [5], рекомендуется, чтобы шаг по времени и пространству соответствовали условиям:

$$\Delta x \in (5 \div 15) \text{ km}; \quad \Delta t < \frac{T_{CR}}{3 \div 5} \quad (26)$$

где T_{CR} период увеличения паводковой волны.

6. ПРИМЕНЕНИЕ

Изучение добегания паводковых волн при использовании усовершенствованного метода Маскингама проводилось на реке Яломица в секторе Кошерень-Слобозия. Протяженность участка $L = 110$ км с широкой поймой, затопляемой при расходах $350 \div 450$ м³/с.

В результате калибровки расчётной модели (в соответствии с пунктом 5) были получены следующие значения:

$$\theta = -5$$

$$T = \begin{cases} 50 \text{ часов для малого русла,} \\ 70 \text{ часов для большого русла,} \end{cases}$$

$$\Delta x = 10 \text{ км,}$$

$$\Delta t = 6 \text{ часов.}$$

На рисунке 9 даны для сравнения расчётный гидрограф (ст. Слобозия) по методу Маскингама ($\theta = 0$, $T = 25$ часов), а также гидрограф, рассчитанный по усовершенствованному методу Маскингама.

При анализе гидрографа, измеренного на ст. Слобозия и гидрографов, рассчитанных по этим двум методам, можно сказать о превосходстве предложенного метода в воспроизведении нелинейных характеристик добегания по участкам очень больших затопляемых пойм.

Несоответствие, касающееся формы отточного гидрографа вызвано тем, что на рассматриваемом участке реки, часть воды, стекающей в пойму, теряется из-за инфильтрации и испарения.

ВЫВОДЫ

а) Рассмотрение с точки зрения теории систем добегания паводковых волн по руслам даёт возможность получения дискретных функций переноса, что открывает более широкие возможности для практического применения этого метода по сравнению с известным методом Маскингама, особенно при добегании паводковых волн по участкам с очень широкими затопляемыми поймами. Это преимущество усовершенствованного метода обязано увеличению диапазона вариации параметра θ от $(\theta \div 0,5)$ до $(-\infty \div 1)$.

- с) В непостоянном режиме параметр T корректируется коэффициентом, зависящим от θ , а параметр θ зависит от коэффициента θ_0 , который в свою очередь зависит от формы водной поверхности и числа n "характерных" участков, на которые подразделяется рассматриваемый сектор реки.
- в) Параметры T и θ могут быть определены на основе диаграмм, рассчитанных априори (рис. 7 и 8) в зависимости от скорости добега V_p паводковых волн, коэффициента затухания максимальных расходов и типа гидрографа по показателю AN его заостренности.
- г) В данной форме, метод может применяться на участках со значительными притоками, путем подразделения их на участки с одинаковыми морфометрическими и гидравлическими характеристиками. Параметры θ_s и T_s на этих участках в первом приближении могут определяться на основе уравнений (25).

ЛИТЕРАТУРА

1. AMBRUS, S.Z., HUNDZEWICZ, NAPIORKOWSKI, J., SZOLLOZI-MAGY, A.
Multiple Muskingum method. VITUKI Series, 1986
2. CUNGE, J.A.
On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum Method). Journal of Hydraulic Research, Vol. 7, No. 2, 1969
3. DOOGE, J.C.I.
Linear theory of hydrologic systems. Technical Bulletin No. 1468. U. S. Department of Agriculture, Washington, D. C., 1973
4. SERBAN, P.
A contribution to the flood routing by means of Muskingum method. Meteorology and Hydrology, Bucuresti No. 2, 1976
5. SERBAN, P.
Modele matematice pentru prognoza undelor de viituri în bazine amenajate hidrotehnic. Studii de hidrologie, Vol. 51, 1984
6. x x x
Routing of floods through river channels: Engineer Manual EM 1110-2-1408, U. S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, D. C., March, 1960
7. x x x
Flood Forecasting Method for Humid Regions of China, 1977

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ
Киев, 1988г.

Модель Маскингама с переменными параметрами в
соотношении с расходами

Раду Дробот, Кэлин Тома, Ион Ёргулеску
Строительный Институт
Бухарест- Румыния

The Muskingam model with variable parameters
in relationship with discharges.

Dr.eng.Rady Drobot, Kelin Toma, Ion Ergylesky
Bucharest , Romania.

Резюме: Для расчета добегания паводковых волн по природным руслам используются как точные, так и приближенные методы, из которых наиболее распространенными являются методы, в основе которых находится модель Маскингама. В отличие от точных моделей, приближенные модели характеризуются своей простотой и быстрым выполнением (при точности, приемлимой с гидрологической точки зрения).

С целью приближения модели Маскингама к точности точных моделей, различные авторы считали параметры модели переменными по отношению к расходам.

Подобная модель, разработанная в ИЧБ, использует уравнение добегания типа:

$$q_1 = a (Q_1) \cdot Q_1 + b (Q_1-1) \cdot Q_1-1 + c (q_1-1) \cdot q_1-1 \quad (1)$$

где коэффициент a , b и c являются полиномами второй степени значений расхода в верхнем течении (для a и b), соответственно вниз по течению (для c). Через q обозначается расход в нижнем течении, а через Q расход в верхнем течении.

Для расчета параметров использовался алгоритм, основанный на переносе в направлении оптимального по направлениям конжугате.

Одновременно дан ряд практических применений, на ряде рек страны.

Параметры a , b и c определяются при условии когда сумма квадратных отклонений между значениями в нижнем течении расчетными q^c и измеренными минимальными расходами в нижнем течении q^m

$$F = \sum_{i=1}^n (q_i^c - q_i^m)^2 \quad \text{мин.} \quad (2)$$

где q_i^c получают на основе уравнения добегаания (1).

Доклад

1. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

Приблизительное добегаание паводковых волн по методу Маскингама находится соотношением /1/:

$$q_i = aQ_i + bQ_{i-1} + cq_{i-1}$$

где a, b и c являются параметрами. Через: Q_i и Q_{i-1} , обозначены расходы измеренные вверх по течению (при входе на участок) в момент i и $i-1$, а q_i и q_{i-1} расходы, рассчитанные вниз по течению (при выходе с участка) для того же шага времени.

Параметры a, b и c выражаются в зависимости от двух других параметров: K (время добегаания паводковой волны от верхнего сечения до нижнего для рассматриваемого участка) и X (фактор затухания паводка) следующим образом /1/:

$$\begin{aligned} a &= \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K(1-X) + 0.5\Delta t} \\ b &= \frac{KX + 0.5\Delta t}{K(1-X) + 0.5\Delta t} \\ c &= \frac{K(1-X) - 0.5\Delta t}{K(1-X) + 0.5\Delta t} \end{aligned} \quad (2)$$

Между этими коэффициентами существует следующая зависимость:

$$a + b + c = 1 \quad (3)$$

отражающая консервацию объёмов.

Обычно, параметры K и X являются постоянными, что значит, что a , b и c также постоянные величины.

Для того, чтобы приблизить модель Маскингама к гидравлической модели точной, в основе которой находятся уравнения Сэн-Венана, в новых условиях исследований учитывались изменчивость параметра K в зависимости от расхода Q при входе на участок /2/.

Одновременно констатировали, что параметр X в общем, по сравнению с параметром K имеет значительно меньший вес в добегающих паводковых волн и может считаться постоянным /3/.

Другими словами:

$$X = ct \quad (4)$$

$$K = K(Q_i)$$

и значит в уравнениях (2) параметры a , b и c являются функциями Q_i :

$$a = a(Q_i); b = b(Q_i); c = c(Q_i) \quad (4^*)$$

Уравнение добегаания с переменными параметрами принимает форму:

$$q_i = a(Q_i) \cdot Q_i + b(Q_i) \cdot Q_{i-1} + c(Q_i) \cdot q_{i-1} \quad (5)$$

где:

$$a(Q_i) + b(Q_i) + c(Q_i) = 1 \quad (3^*)$$

2. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ MVISB

Что касается уравнения (5) можно предложить, что параметр b , умножающий Q_{i-1} должен зависеть от этого значения расхода, а не от Q_i ; подобным же образом c должен зависеть от расхода в нижнем течении q_{i-1} , а не от расхода Q_i при входе на участок.

В результате предлагается уравнение для добегаания с переменными параметрами:

$$q_i = a(Q_i) \cdot Q_i + b(Q_{i-1}) \cdot Q_{i-1} + c(q_{i-1}) \cdot q_{i-1} \quad (6)$$

По аналогии с обычной моделью коэффициенты могут быть выражены:

$$\begin{aligned} a(Q_i) &= \frac{-K(Q_i) \cdot X + 0.5\Delta t}{K(Q_i) \cdot (1 - X) + 0.5\Delta t} \\ b(Q_{i-1}) &= \frac{K(Q_{i-1}) \cdot X + 0.5\Delta t}{K(Q_{i-1}) \cdot (1 - X) + 0.5\Delta t} \\ c(Q_{i-1}) &= \frac{K(Q_{i-1}) \cdot (1 - X) - 0.5\Delta t}{K(Q_{i-1}) \cdot (1 - X) + 0.5\Delta t} \end{aligned} \quad (7)$$

Явно, что сохраняя X постоянным, получим

$$a(Q_i) + b(Q_{i-1}) + c(Q_{i-1}) = 1$$

что на первый взгляд означает отказ от условия сохранения объёмов. Но, если X изменяется в зависимости от расхода, тогда сумма трёх коэффициентов может приближаться к единице.

Необходимо помнить, что в некоторых случаях на практике, объём паводка сохраняется, а в других нет.

Например, при широком русле в случае наводнений, часть объёма паводка не достигает нижнего течения в результате инфильтрации или испарения /4/.

Потери в этом случае могут составлять несколько процентов от объёма паводка, приходящихся на соответствующую разницу в уравнениях (3) или (3').

А в горных или холмистых зонах на реках с неразвитым руслом, объём паводка почти полностью сохраняется.

Это значит, что уравнения (3) и (3') не обязательно используются в модели и условие сохранения объёмов соблюдается в зависимости от расхода, зарегистрированных в нижнем сечении (а значит от явлений, наблюдавшихся в русле на участке добегания волн).

K и X являются переменными в зависимости от расходов.

Во избежание использования уравнений типа (7) и более сложных, в которых X зависит от расходов, в рамках модели используются параметры a , b и c без учёта вариации K или X .

Для этих параметров предлагались и последовательно проверялись полиномиальные выражения, экспоненциальные функции и частично

линейные функции. Наилучшие результаты (с точки зрения наиболее точного воспроизведения зарегистрированных в нижнем течении волл) были получены для полиномиальных выражений a , b , и c второй степени.

$$\begin{aligned} a(Q_i) &= a_0 + a_1 Q_i + a_2 Q_i^2 \\ b(Q_{i-1}) &= b_0 + b_1 Q_{i-1} + b_2 Q_{i-1}^2 \\ c(Q_{i-1}) &= c_0 + c_1 Q_{i-1} + c_2 Q_{i-1}^2 \end{aligned} \quad (9)$$

Уравнение добегаания имеет вид:

$$\begin{aligned} q_i &= a(Q_i) \cdot Q_i + b(Q_{i-1}) \cdot Q_{i-1} + c(Q_{i-1}) \cdot q_{i-1} = \\ &= (a_0 + a_1 Q_i + a_2 Q_i^2) \cdot Q_i + (b_0 + b_1 Q_{i-1} + b_2 Q_{i-1}^2) \cdot Q_{i-1} + (c_0 + c_1 Q_{i-1} + c_2 Q_{i-1}^2) \cdot q_{i-1} \end{aligned} \quad (10)$$

Желательно, чтобы сумма квадратных отклонений между значениями q_i , рассчитанными по уравнению (10) и значениями, измеренными в нижнем течении в тот же момент q_i^m была минимальной.

Объективная функция модели может быть сформулирована следующим образом:

$$F = \sum_{i=1}^n (q_i^c - q_i^m)^2 \rightarrow \text{мин} \quad (11)$$

С учётом уравнения (10) можно получить:

$$\begin{aligned} F &= \sum_{i=1}^n [(a_0 + a_1 Q_i + a_2 Q_i^2) Q_i + \\ &+ (b_0 + b_1 Q_{i-1} + b_2 Q_{i-1}^2) Q_{i-1} + (c_0 + c_1 Q_{i-1} + c_2 Q_{i-1}^2) q_{i-1} - q_i^m]^2 \rightarrow \text{мин}. \end{aligned} \quad (12)$$

Как было показано, не задаются условия для суммы коэффициентов $a(Q_i)$, $b(Q_{i-1})$ и $c(Q_{i-1})$.

Минимизация целевой функции (12) может быть осуществлена задавая оптимальное условие (исключение производных функции в зависимости от неизвестных a_0, a_1, \dots, c_2) и решив полученную систему уравнений; это обычный метод наименьших квадратов, приводящий в данном случае к девяти уравнениям с девятью неизвестными.

В общем, члены на основной диагонали не являются преобладающими, а решение уравнений очень затруднено, даже при условии скалирования переменных эти трудности остаются.

Поэтому, предпочитают прямую минимизацию квадратной функции (12), применяя технику нелинейного программирования; в данном

случае, для оптимизации применялся метод оптимального градиента Коши.

Для наиболее точного воспроизведения волны, зарегистрированной в нижнем течении, и значит, для наиболее точной оценки параметров, в выражении целевой функции (11) и (12) можно использовать весовой коэффициент каждого члена суммы. Было предложено, чтобы доля была пропорциональна соотношению между расходом q_i^m и суммой общих расходов в нижнем течении.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n q_i^m (q_i^f - q_i^m)^2}{\sum_{i=1}^n q_i^m} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n q_i^m} \sum_{i=1}^n q_i^m (q_i^f - q_i^m)^2 \quad (13)$$

Так как, $\sum_{i=1}^n q_i^m$ является постоянной и не учитывается в расчёте по оптимизации, целевой объектив выражается:

$$F = \sum_{i=1}^n q_i^m [(a_0 + a_1 q_i + a_2 q_i^2) q_i + (b_0 + b_1 q_{i-1} + b_2 q_{i-1}^2) q_{i-1} + (c_0 + c_1 q_{i-1} + c_2 q_{i-1}^2) q_{i-1} - q_i^m]^2 \quad (14)$$

Преимуществами целевой функции (14) по сравнению (12) с одинаковой долей, заключается в том, что параметры будут определяться таким образом, чтобы зона максимальных расходов (с самой высокой долей) воспроизводилась с наибольшей точностью.

Для эталонирования параметров рекомендуется одновременно использовать k паводковых волн; тогда целевая функция принимает вид:

$$F = \sum_{j=1}^k F_j \quad (15)$$

составляющие функции F_j , сопровождающие паводок j , имеют вид (12) или (14).

3. ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ МОДЕЛИ И КОМЕНТАРИИ

Для утверждения модели *MVICB* и выбора наиболее подходящего типа нелинейной связи параметров и расходов, первые испытания были проведены на точных гидравлических моделях, основанных на уравнениях Сен-Венана.

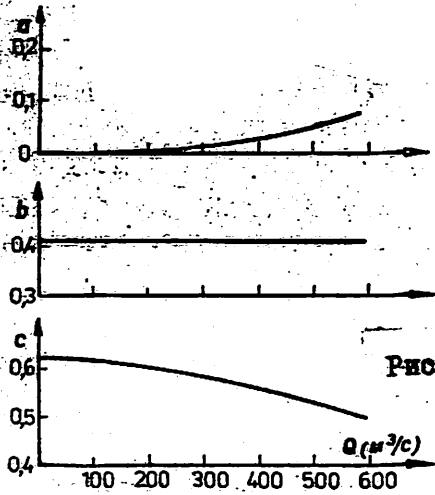


Рис.1 Изменение коэффициентов a, b и c полученных по модели MVICB для добежания паводка по программе

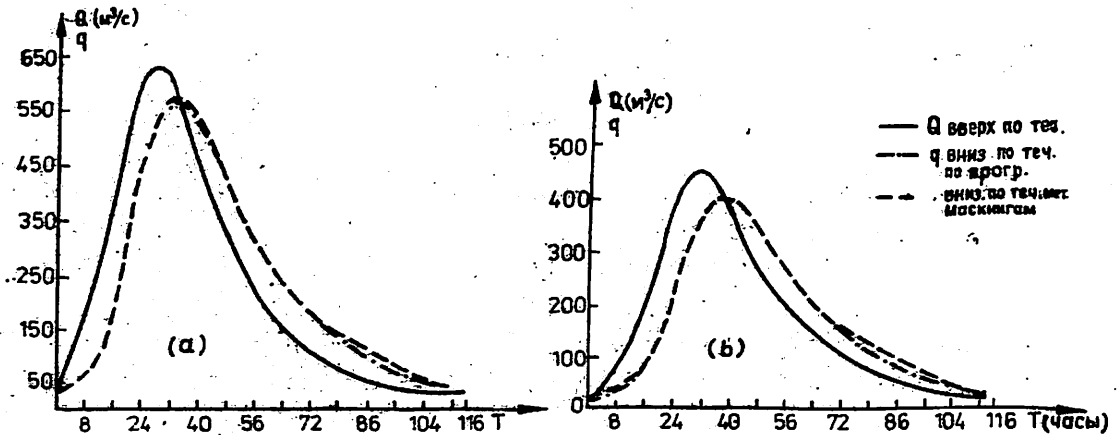


Рис.2 Добегание паводковой волны для: $Q_{0.1\%}$ (а); $Q_{0.5\%}$ (б)

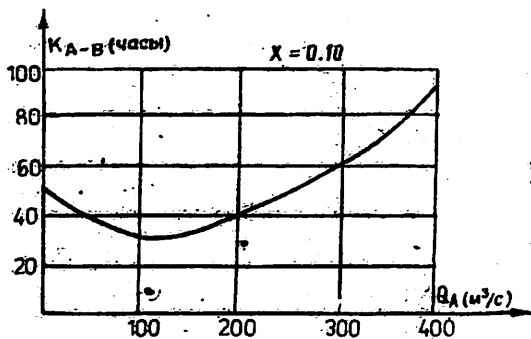


Рис.3 Параметры Маскингама для участка А-В /2/

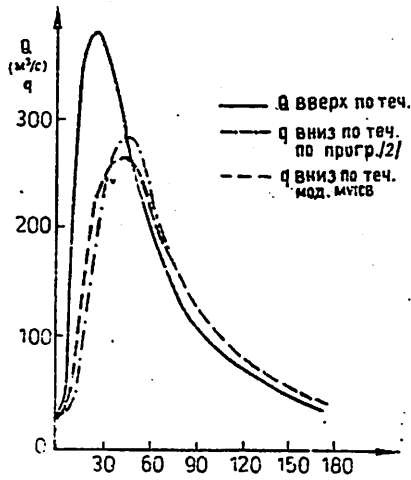


Рис.4 Добегание паводковой волны по участку 1 по модели MIVCB

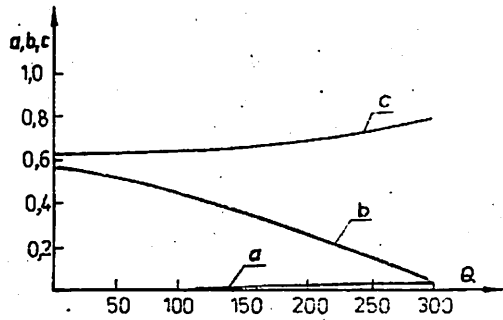


Рис.5. Параметры а, в и с, рассчитанные по модели MIVCB

Таблица 1

q_{1max}	$q_{1max}^{пр}$	$\Delta Q = q_{1max}^{пр} - q_{1max}$	$(q_{1max}^{пр} - q_{1max}) \cdot \Delta t = \Delta Q \cdot \Delta t$	$q_{1max}^{пр}$	$\Delta Q = q_{1max}^{пр} - q_{1max}$	$(q_{1max}^{пр} - q_{1max}) \cdot \Delta t = \Delta Q \cdot \Delta t$
33	32	-1	1	34	1	1
44	39	-5	25	46	2	1
61	71	10	100	81	20	200
101	129	28	252	140	39	1521
201	218	17	15	221	20	400
317	333	14	100	333	16	256
438	432	-6	36	437	1	1
539	530	-9	1	532	-5	25
671	671	0	0	671	0	0
811	851	40	100	858	47	2209
931	913	-18	100	951	20	400
1090	1092	2	49	1093	3	144
123	111	-12	4	116	-7	49
161	162	1	1	166	5	25
214	217	3	9	223	9	81
271	277	6	9	281	10	100
339	341	2	4	342	3	9
410	410	0	0	406	-4	16
484	482	-2	1	475	-9	81
562	658	96	16	470	-12	144
645	437	-208	64	427	-118	1392
732	418	-314	180	408	-224	50176
819	402	-417	289	92	-727	528529
911	47	-864	289	78	-833	693889
97	75	-22	144	65	-32	1024
71	55	-16	64	55	-16	256
56	33	-23	4	46	-10	100
42	45	3	9	39	-3	9
37	41	4	16	36	-1	1
$\Sigma \Delta Q = 2060$				$\Sigma \Delta Q^2 = 11116$		

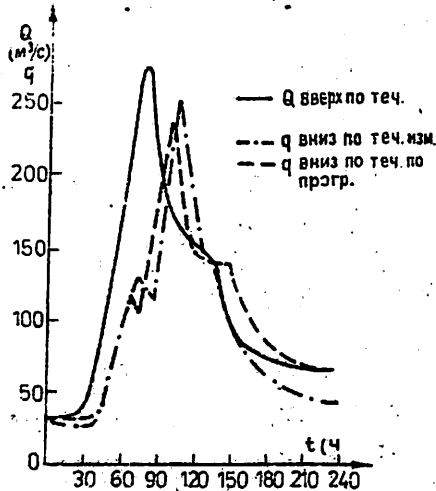


Рис.6 Пример добегания по модели MIVCB для воображаемого паводка

Расход вверх по течению является природным расходом реки, а расход в нижнем течении получен путём добегания по модели UNDA /5/.

Нелинейные коэффициенты a , b и c оценивались одновременным учётом паводков вероятностью 0,1% и 0,5%, показанных на рис. 1. Можно заметить, что все коэффициенты являются положительными.

Паводки в нижнем течении, полученные на основе этих параметров, прекрасно моделируют сопровождающие паводки, полученные по программе UNDA (рис.2).

Для выявления достоинств указанной модели проводились расчёты добегания и для постоянных параметров ($K = 8$ часов и $X = 0,15$).

В таблице 1 сравниваются расходы в нижнем течении, полученные по программе UNDA, *MVICB*, а также расходы, рассчитанные с учётом постоянных параметров; были рассчитаны также отклонения от показательных расходов (q_i^{UNDA}). Сумма квадратов отклонений от этих расходов составляет 2380 (m^3/c)² для модели *MVICB* и 11. 343 (m^3/c)² для модели с постоянными параметрами.

Как и нужно было ожидать, модель *MVICB* намного точнее модели с постоянными параметрами.

Затем, рассматривалось добегание паводковой волны на участке 20 км /2/; вариация параметра K по всему сектору (протяжённость в 80 км) показана на рис.3. На рис. 4 представлена волна вверх по течению, волна, добегающая по первому участку с параметрами, указанными на рис. 3 и волна, рассчитанная по модели *MVICB*. Параметры a , b и c даны на рис. 5. Оптимизация применялась для целевой функции (12) не имеющей веса. Самые высокие разницы расходов (до 8,7%) были зарегистрированы в зоне пика паводка в нижнем течении. Это замечание говорит о необходимости определения доли членов целевой функции, т.е. использования функции (14); в этом случае результаты расчёта добегания зияли очень хорошую согласованность этих двух волн в нижнем течении.

В заключение, последние испытания проводились для воображаемой паводковой волны, для которой, за исключением зоны пика, волна "измеренная" в нижнем течении, расположена ниже, чем волна в верхнем течении. Явно, что в этом случае, сохранение объёмов не соблюдается первичными данными (рис. 6).

Модель проявляет себя удовлетворительно и в этой ситуации.

которая практически не может быть воспроизведена моделью с постоянными параметрами, так как волна добегания сближается с "измеренной" волной.

Параметры a , b и c представлены на рис. 7.

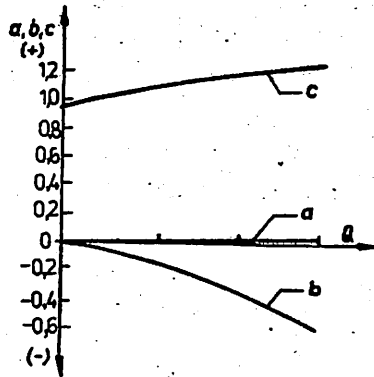


Рис.7 Параметры a, b и c , полученные для паводковой волны по рис.6

Необходимо отметить отрицательные значения параметра b , факт который как бы не соответствует необходимости, чтобы коэффициенты уравнения Маскингама были положительными с физической точки зрения. Последние исследования /4/, проведённые на участках рек, где добегание паводков осуществлялось по методу Маскингама по теории систем привели к необходимости применения отрицательных коэффициентов затухания X (или O обозначениям авторов).

В примере, представленном в работе /4/:

$$b = -5 \quad \Delta t = 6 \text{ ч}$$

говорящем о том, что при $K > 0,6$ часов (как в данном примере), коэффициент c_1 (или b по обозначениям в нашей работе) был отрицательным.

Результаты применения двух различных по форме методов сводятся к тому что: параметр X_1 , соответственно b из уравнения Маскингама могут быть отрицательными. Это случается на участках рек с очень большими затопляемыми поймами.

ВЫВОДЫ

а) В обычных моделях с переменными параметрами только время добегания K зависит от расхода, параметр затухания предполагается постоянным; в модели *MVICB* учитывается одновременная вариация этих параметров посредством нелинейных коэффициентов a , b и c уравнении добегания.

б) Уравнение (6) для добегания с переменными параметрами более рационально, чем уравнение (5), т.к. коэффициенты a , b и c зависят от расходов, обуславливающих их, а не от расходов при впадении в сектор в текущий момент.

в) Не обязательно, чтобы параметры a , b и c были полиномами 2 степени; например, для a , незначительно влияющего на расчёты добегания, в некоторых случаях можно использовать полином первой степени или даже постоянное значение. Кроме этого, в некоторых случаях и для b и c можно допустить линейную вариацию. Критерий различия и выбора типа предложенной связи — это воспроизведение паводковых волн в нижнем течении с допустимой точностью.

г) Данная модель может правильно моделировать волны, при которых сохраняется объём паводка, а также волны, для которых этот принцип в общем обязательный, не соблюдается даже в природных условиях.

д) В соответствии с применением теории систем к изучению явлений добегания паводковых волн по руслу и применением модели *MVICB* пришли к выводу, что отрицательные значения коэффициентов a , b и c не являются обязательным условием.

е) Конвергентность процесса расчёта параметров зависит в значительной мере от начального решения. Учитывая этот факт рекомендуется — получать постоянные параметры a , b и c при помощи относительно простых моделей [6, 7], которые затем используются в качестве первых приближений для коэффициентов a , b и c модели *MVICB*. Остальные коэффициенты меньшего значения могут приниматься нулевыми при первой итерации.

I N T E P A T Y P A

1. VLADIMIRESCU, I.
Hidrologie, Ed. Did. și Ped., București, 1978
2. DIACONU, C., SERBAN, P., PASOI, I.
Indrumări metodologice și tehnice pentru reconstituirea scurgerii naturale a râurilor. I.M.H. București, 1980
3. SERBAN, P.
Model matematic pentru compunerea undelor de viitură. Studii și cercetări - Hidrologie, vol. XLVI - IMH București, 1978
4. SERBAN, P., CORBUS, C.
Contribuții la simularea numerică a propagării viiturilor prin albiile râurilor. Hidrotehnica, vol.32, nr.4, 1987
5. AMAFTIESEI, R.
Instrucțiuni exploatare program UNDA 81, ICPGA, 1977
6. DROBOT, R.
Evaluarea parametrilor metodei Muskingum de propagare a undelor de viitură prin programare liniară. Hidrotehnica, vol.28 nr. 9, 1983
7. DROBOT, R.
Cîteva procedee pentru determinarea directă a parametrilor din relația Muskingum. Hidrotehnica vol. 29, nr. 1, 1984

XIU CONFERENCEA ȚĂRIILOR DE PE RIVERA DANUBIU LA
PROGNOZĂ

(Cluj, 1986 g.)

METODE DE PROGNOZĂ LA LUNGĂ PERIOADĂ
PENTRU DEBITUL MEDIU AL
RIVEREI DANUBIU

Constantin Mocionita, Ana Neda, Viorel Stănescu,
Viorel Lupu

Institutul de Meteorologie și Hidrologie, București, România

Long-range forecasting methods for the mean discharges on
the Danube

C. Mocionita, A. Neda, V. AlStanescu, V. Lupu

Institute of Meteorology and Hydrology

Bucharest, Romania

РЕЗЮМЕ

В работе рассматриваются два метода прогноза средних месячных расходов Дуная на территории СРР. Исходными данными являются значения средних месячных расходов его станции Оршова за период 1833-1985 гг.

Первый метод основывается на метеорологическом прогнозе на месяц и на законе истощения запасов воды в бассейне. Метеорологический прогноз осадков и температуры используется в качественной форме. Закон истощения запасов воды в бассейне характеризуется значениями среднего месячного расхода за прошедший месяц и расходом, с которого начинается кривая истощения.

Для каждого месяца в отдельности была проведена корреляция между средними ежедневными расходами последнего дня месяца и средними месячными расходами следующего месяца, для различных значений среднего месячного расхода, зарегистрированного в предыдущий месяц. Результаты представлялись графически.

Второй метод основан на кривых вероятности средних месячных расходов за каждый месяц, обусловленных значениями средних ежедневных расходов за первый день месяца и метеорологическим качественным прогнозом на прогнозируемый месяц. В зависимости от

этого прогноза выбирается вероятность для определения прогнозируемого расхода.

Для обоих методов представлены примеры расчета и рекомендации применения.

A b s t r a c t :

The paper presents two forecasting methods for the mean monthly discharges on the Danube from the border crossing to Romania. The mean monthly discharges recorded at the Orșova river station in the time interval 1838-1985, under natural streamflow regime were used for basic data.

The former of these methods is based, in the first place, on the long range weather forecast relative to the month being considered and, secondly, on the law of reducing water reserve in the watershed. The weather bulletin for precipitation and temperature regime is required in qualitative terms (excessively dry, dry, normal, rainy, excessively rainy) and assumed correct at this level. The law of reducing the amount of water stored in the basin is characterized by the mean monthly discharge of the previous month and by the value of the discharge in the depletion curve origin.

Considering all this, correlations were established for each month between the mean daily discharges recorded in the last day of a month and the mean monthly discharges in the following month for various stages of the mean monthly discharge recorded in the previous months.

These correlations were graphically drawn as straight lines crossing the origin and taking into account the distribution of the measurement points under various weather si-

tuations (characterized by the lack of sufficient weather data, the variation of the average monthly discharge relative to the previous month).

The latter method is based on the probability curves of the mean monthly discharges in each month conditioned by the values of the mean daily discharges in the first day of the month and the qualitative weather forecast in the month being forecasted.

For both methods computation examples and recommendations for the application scope are forwarded.

Доклад

Одним из гидрологических параметров, необходимых для прогноза, является средний расход за продолжительный период времени, например, на неделю, декаду или месяц. В настоящей работе представлены два лёгких, быстрых и удовлетворительных с точки зрения точности метода прогноза среднемесячного расхода на реке Дунае при впадении в страну, соответственно, при впадении в водохранилище Железные Ворота (Порциле де Фер).

Первый метод, главным образом, основывается на метеорологическом прогнозе на месяц, точным по крайней мере, с качественной точки зрения и, во-вторых, на законе снижения запасов воды в бассейне. Для этого, метеорологический прогноз должен включать данные относительного общего характера осадков (сильная засуха, засушливо нормально, дождливо, очень дождливо) и температуры водосбора, факт вполне возможный в настоящее время. Особенно важно знать значения зимне-весенних температур, а также данные о снежном покрове и условиях его таяния.

Снижение запасов воды в бассейне характеризуется обилием воды этого запаса в глобальной форме, выраженной значениями среднемесячного расхода за предыдущий месяц и расходом, с которого начинается кривая истощения, соответственно, среднего ежедневного расхода за последний день предыдущего месяца или за первый день месяца, для которого составляется прогноз.

Исходя из этого, на гидрометрической станции Оршова, на Дунае с данными прямых наблюдений ещё с 1838 г., разработаны корреляции для каждого месяца между средними ежедневными расходами за послед-

ний день месяца (на ординате) и среднемесячными расходами последующего месяца (по абсциссе). Корреляции были составлены для разных уровней среднемесячного расхода, зарегистрированного за предыдущий месяц. Корреляции представлены графически с учётом распределения точек поля для очень дождливой, дождливой, нормальной, засушливой и очень засушливой месячной обстановки.

На рисунке 1 представлены такие корреляции, составленные на август на основе данных средних расходов за июль от 4 501 до 5 500 м³/с. Для упрощения вычисления все эти соотношения представлены графически прямыми, проходящими через начало координат. Уточняется, что самое низкое зарегистрированное значение расхода было 1300 м³/с, 28-февраля 1958 г.

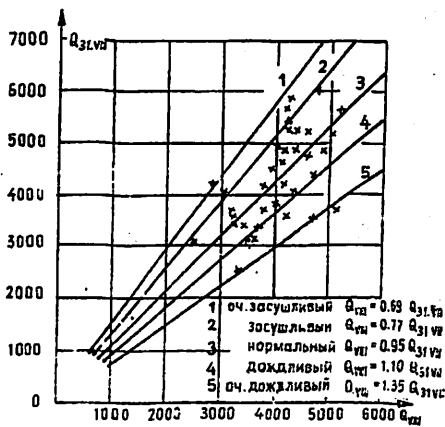


Рис.1

Соотношения для прогноза среднего расхода за август, для средних расходов за июль от 4 501 до 5 500 м³/с

Очень продолжительный ряд наблюдений г.с. Оршва и достаточно высокая достоверность значений расходов отличают эти корреляции довольно высокой точностью. Надо заметить, что из анализа распределения точек за последние 15-20 лет с наиболее важными пользованиями бассейна, не замечается какое-либо влияние на установленные соотношения.

Отметим, что для зимне-весенних месяцев необходим более детальный анализ высоты снежного покрова, условий его таяния в зависимости от прогнозируемых температур и возможного выпадения обильных жидких осадков, для определения характеристики прогнозируемого месяца с точки зрения осадков.

В таблице 1 даны значения коэффициентов регрессии из уравнений, выведенных для каждого месяца. Кроме этого, таблица содержит указания, относящиеся к более слабому качеству некоторых связей, в зависимости от числа точек, положенных в основу определения этих соотношений. Так, для уровней среднемесячного расхода предыдущего месяца, для которых это число меньше двух, соотношения определялись с учётом точек прилегающих уровней имеющих информативный характер. Графическое представление этих корреляций и точек может дать общее уточнение относительно статистики нормальных, засушливых и дождливых месяцев, но мы не затрагивали этого аспекта. Ясно, что степень точности прогноза прямо зависит от степени точности метеорологического прогноза при его нереализации невозможно говорить о реализации гидрологического прогноза, и следовательно об объективной оценке метода.

Для примера, в таблице 2 представлены значения среднемесячных расходов, полученные в 1986 г. (период, который не учитывался в разработке соотношений) и значения, прогнозируемые на основе метеорологического прогноза и действительной метеорологической обстановки.

Отмечается, что не располагая реальными метеорологическими данными, реальная метеорологическая ситуация характеризовалась с учётом колебаний среднемесячных многолетних расходов и колебаний расходов по сравнению с предыдущим месяцем. Конечно, подразделение месяцев на засушливые, нормальные, дождливые и т.д. на основе зарегистрированных метеорологических данных по сравнению с многолетними данными, на репрезентативных станциях верхнего и среднего бассейна Дуная, привело бы к более объективным характеристикам, но считается, что принятые критерии не могут привести к ошибочным выводам.

Отмечаются относительно низкие ошибки при учёте реальных значений по сравнению с прогнозируемыми на основе реальной метеорологической ситуации ($\pm 10\%$) и более высокие погрешности, при учёте среднемесячных расходов, прогнозируемых на основе метеорологического прогноза ($\pm 40\%$), который был менее точным несколько месяцев по уважительным причинам. В более общих чертах, при учёте экстремальных ситуаций метеоропрогноза очень засушливого месяца,

вместо очень дождливого, прогнозируемые значения могут отличаться более, чем на 100% от реальных, но подобные ситуации не могут быть учтены в анализе метода, основывающегося на гипотезе оправдывающихся метеорологических прогнозов.

В настоящей работе метод применялся локально, но его можно применять на любой гидрометрической станции с продолжительным рядом наблюдений, а также для других интервалов, например, на неделю, декаду и т.д. Применение метода даже для более коротких интервалов времени значительно улучшает прогноз, учитывая более высокие возможности точности метеорологического прогноза и возможность использования гидрометрических данных, зарегистрированных в верхнем течении от исследуемого профиля.

Второй метод заключается в использовании кривых вероятности среднемесячных расходов, обусловленных данными значениями ежедневного расхода в начале месяца.

Теоретическая основа этого метода состоит в следующем:

Учитывается среднемесячный расход \bar{Q} , состоящий из двух компонентов:

$$\bar{Q} = Q^* + Q_s \quad (1)$$

где:

Q^* — среднемесячный расход в том случае, когда в бассейн Дуная не поступает в течение месяца приток воды из осадков и/или талых вод,

Q_s — объем воды, поступившей в русло в течение одного месяца, из осадков или талых вод.

Средний расход Q^* можно записать: /1/

$$\bar{Q}^* = \frac{Q_0}{\alpha} (1 - e^{-\alpha T}) \quad (2)$$

где: Q_0 — ежедневный средний расход в начале месяца; T — продолжительность, в днях, рассматриваемого месяца; α — коэффициент экспоненциального соотношения, выражающего истощение запасов воды в бассейне $Q(t)$:

$$Q(t) = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (3)$$

Констатировали, что для данного месяца, средний расход \bar{Q} значительно зависит от Q_0 , а также от Q_s . С другой стороны, расход из осадков и/или талых вод, можно прогнозировать только в качественных терминах, а именно:

- В период таяния снега, Q_s зависит от запасов воды из скопившегося в бассейне снега, от температуры соответствующего месяца (указывающей долю талой воды, которая поступит в гидрографическую сеть из всех запасов снега), от степени влажности почвы и от выпавших в этот период дождей.

- В период июль-ноябрь, от количества выпавших дождей и от влажности почвы.

Из-за сложных условий питания гидрографической сети детерминистское моделирование вышеупомянутых процессов невозможно. Следовательно, приток воды из осадков или/и талых вод считается случайным элементом типа "шум", налагающимся соответственно соотношению (1) на средний расход Q^* , полученный по формуле истощения (2) резервов воды в начале месяца и зависящий от Q_s .

Следовательно, переменная \bar{Q} считается случайной и зависит от статистического распределения вероятности. Так как, она коррелируется с переменной Q_0 , можно нанести кривую вероятности, обусловленную любым возможным значением Q_0 .

Учитывая одномерные распределения переменных \bar{Q} и Q_0 типа Галтов (лог-нормальные), определяются параметры обусловленной кривой вероятностей, а именно: /2/

$$\bar{x}_y = \bar{x} + \rho_{xy} \frac{\sigma_x}{\sigma_y} (y - \bar{y}) \quad (4)$$

$$\sigma_{x/y} = \sigma_x \sqrt{1 - \rho_{xy}^2} \quad (5)$$

где: \bar{x}_y среднее ряда $\log \bar{Q}$, обусловленное значением $y = \log Q_0$, выбираемым случайно; \bar{x} и \bar{y} - арифметические средние переменных $x = \log \bar{Q}$ и $y = \log Q_0$; σ_x и σ_y средние квадратические отклонения этих переменных.

ρ_{xy} - корреляционный коэффициент между x и y ;

Таблица 1

Коэффициенты регрессии из уравнений прогноза средних месячных расходов на Дунае при входе в страну

№	Прогнозируемый месяц	Средний расход за предыдущий месяц	Метеорологический прогноз на месяц				
			очень засушливый	засушливый	нормальный	дождливый	очень дождливый
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	I	1 800 — 2 500	0,62*	0,77*	0,98*	1,46*	2,12*
2.		2 501 — 3 000	0,62*	0,77*	0,98*	1,46*	2,12*
3.		3 001 — 3 600	0,62*	0,77*	0,98*	1,46*	2,12*
4.		3 601 — 4 500	0,57*	0,77*	0,98*	1,30*	2,12*
5.		4 501 — 5 500	0,57*	0,75*	0,93*	1,25*	1,70*
6.		5 501 — 6 500	0,57*	0,75*	0,93*	1,25*	1,70*
7.		6 501 — 8 000	0,50*	0,70*	0,83*	1,16*	1,53*
8.		8 001 — 10 000	0,50*	0,70*	0,83*	1,16*	1,53*
9.	II	1 800 — 2 500	0,77*	1,02*	1,42*	1,83*	2,76*
10.		2 501 — 3 000	0,77*	1,02*	1,42*	1,83*	2,76*
11.		3 001 — 3 600	0,62*	0,85*	1,12*	1,53*	2,70*
12.		3 601 — 4 500	0,62*	0,85*	1,12*	1,53*	2,53*
13.		4 501 — 5 500	0,62*	0,85*	1,02*	1,37*	2,08*
14.		5 501 — 6 500	0,62*	0,82*	1,02*	1,37*	2,03*
15.		6 501 — 8 000	0,57*	0,70*	0,90*	1,06*	1,28*
16.		8 001 — 10 000	0,57*	0,70*	0,90*	1,06*	1,28*
17.	III	1 800 — 2 500	0,83*	1,18*	1,63*	2,38*	3,11*
18.		2 501 — 3 000	0,83*	1,18*	1,63*	2,38*	3,11*
19.		3 001 — 3 600	0,83*	1,10*	1,35*	1,75*	2,50*
20.		3 601 — 4 500	0,77*	0,97*	1,20*	1,55*	2,50*
21.		4 501 — 5 500	0,77*	0,97*	1,20*	1,55*	2,50*
22.		5 501 — 6 500	0,77*	0,99*	1,07*	1,32*	1,80*
23.		6 501 — 8 000	0,75*	0,90*	1,03*	1,20*	1,45*
24.	IV	3 001 — 3 600	0,70*	0,90*	1,00*	1,37*	1,60*
25.		3 601 — 4 500	0,70*	0,90*	1,09*	1,33*	1,66*
26.		4 501 — 5 500	0,70*	0,90*	1,00*	1,33*	1,53*
27.		5 501 — 6 500	0,70*	0,90*	1,08*	1,21*	1,43*
28.		6 501 — 8 000	0,70*	0,90*	1,08*	1,18*	1,33*
29.		8 001 — 10 000	0,70*	0,90*	1,08*	1,18*	1,38*
30.	V	3 600 — 4 500	0,80*	0,90*	1,00*	1,25*	1,40*
31.		4 501 — 5 500	0,80*	0,90*	1,00*	1,16*	1,40*
32.		5 501 — 6 500	0,75*	0,90*	0,98*	1,14*	1,40*
33.		6 501 — 8 000	0,75*	0,90*	0,98*	1,12*	1,22*
34.		8 001 — 10 000	0,71*	0,81*	0,92*	1,06*	1,25*
35.		10 001 — 13 700	0,71*	0,70*	0,86*	0,92*	1,02*
36.	VI	3 600 — 4 500	0,80*	0,90*	1,03*	1,18*	1,40*
37.		4 501 — 5 500	0,80*	0,90*	1,02*	1,15*	1,33*
38.		5 501 — 6 500	0,72*	0,82*	0,95*	1,10*	1,26*
39.		6 501 — 8 000	0,72*	0,82*	0,92*	1,04*	1,21*
40.		8 001 — 10 000	0,68*	0,77*	0,86*	0,98*	1,21*
41.		10 001 — 13 300	0,68*	0,77*	0,84*	0,92*	1,05*
42.	VII	3 000 — 3 600	0,80*	0,90*	0,97*	1,11*	1,27*
43.		3 601 — 4 500	0,80*	0,90*	0,97*	1,11*	1,27*
44.		4 501 — 5 500	0,65*	0,80*	0,94*	1,08*	1,27*
45.		5 501 — 6 500	0,65*	0,75*	0,85*	0,95*	1,11*
46.		6 501 — 8 000	0,65*	0,75*	0,85*	0,95*	1,10*
47.		8 001 — 10 000	0,62*	0,71*	0,80*	0,90*	1,07*
48.		10 001 — 13 700	0,62*	0,70*	0,80*	0,87*	0,95*
49.	VIII	3 000 — 3 600	0,65*	0,82*	0,95*	1,10*	1,25*
50.		3 601 — 4 500	0,60*	0,82*	0,95*	1,10*	1,35*
51.		4 501 — 5 500	0,60*	0,77*	0,85*	1,10*	1,35*
52.		5 501 — 6 500	0,61*	0,76*	0,86*	1,00*	1,25*
53.		6 501 — 8 000	0,64*	0,77*	0,85*	0,99*	1,16*
54.		8 001 — 10 000	0,66*	0,69*	0,81*	0,97*	1,10*
55.	IX	2 501 — 3 000	0,67*	1,03*	0,99*	1,10*	1,55*
56.		3 001 — 3 600	0,67*	0,83*	0,99*	1,15*	1,34*
57.		3 601 — 4 500	0,64*	0,80*	0,95*	1,14*	1,41*
58.		4 501 — 5 500	0,64*	0,80*	0,92*	1,08*	1,41*
59.		5 501 — 6 500	0,64*	0,80*	0,95*	1,21*	1,41*
60.	X	1 800 — 2 500	0,81*	1,03*	1,22*	1,50*	1,90*
61.		2 501 — 3 000	0,81*	1,03*	1,22*	1,50*	1,90*
62.		3 001 — 3 600	0,68*	0,85*	1,10*	1,38*	1,83*
63.		3 601 — 4 500	0,65*	0,82*	1,03*	1,25*	1,57*
64.		4 501 — 5 500	0,65*	0,77*	0,95*	1,08*	1,40*
65.		5 501 — 6 500	0,65*	0,75*	0,90*	1,00*	1,40*
66.		1 506 — 8 000	0,63*	0,75*	0,90*	1,05*	1,40*

1	2	3	4	5	6	7	8	
67.	XI	2 000 — 2 500	0,78*	1,03	1,25	1,62	2,02*	
68.		2 501 — 3 000	0,78*	0,95	1,15	1,39	1,75*	
69.		3 001 — 3 000	0,78*	0,95	1,15	1,39	1,73	
70.		3 601 — 4 500	0,75	0,93	1,14	1,35	1,70	
71.		4 501 — 5 500	0,68	0,86	1,09	1,30	1,70	
72.		5 501 — 6 500	0,68*	0,85	1,06	1,30	1,70	
73.		6 501 — 8 000	0,68*	0,85*	1,06*	1,30*	1,70*	
74.		XII	1 800 — 2 500	0,75*	0,93*	1,05*	1,29*	1,77*
75.			2 501 — 3 000	0,75	0,93	1,08	1,29	1,77
76.			3 001 — 3 600	0,75	0,93	1,08	1,29	1,75
77.	3 601 — 4 500		0,68	0,86	1,07	1,29	1,75	
78.	4 501 — 5 500		0,66	0,82	0,95	1,10	1,30	
79.	5 501 — 6 500		0,66	0,80	0,93	1,10	1,30	
80.	6 501 — 8 000		0,65*	0,80	0,92	1,10	1,30*	
81.	8 001 — 10 000		0,57*	0,63	0,75	0,88	1,02	

Замечание: знак ж) показывает информационное качество реляции
средний месячный расход за прогнозируемый месяц (Q_0)
рассчитывается по уравнению:

$$Q_0 = K Q_i$$

где: Q_i — средний ежедневный реальный расход предыдущего месяца, а K коэффициент регрессии для среднего месячного расхода за предыдущий месяц в ситуации метеопрогноза за изучаемый месяц

Таблица 2

Прогнозированные и реальные расходы в 1986 г. на Дунае при входе в страну

№	Месяц	Q (м ³ /с)	Q _{пред} предыдущего месяца	Метеопрогноз	Гидро- прогноз (м ³ /с)	Реальный метел - прогноз	Гидропро- ноз для реальной ситуации метел. (м ³ /с)	Средний реальный прогноз (м ³ /с)	Ошибка по сравнению с реальной метеоситу- ацией (%)	Ошибка по срав- нению с реальной ситуацией (%)
1.	Январь	4 500	4 300	Засушливый	3 170	Дождливый	5 850	5 700	99	-3
2.	Февраль	7 700	5 700	Нормальный	7 850	Засушливый	6 310	6 100	-29	-3
3.	Март	6 400	6 100	---	6 850	Нормальный	6 850	7 100	4	4
4.	Апр.	9 300	7 100	---	10 050	---	10 050	9 100	-10	-10
5.	Май	8 550	9 100	---	7 870	Засушливый	6 930	7 200	-9	4
6.	Июнь	6 050	7 200	Засушливый	4 960	Дождливый	6 290	6 600	28	9
7.	Июль	6 450	6 900	Нормальный	5 480	Засушливый	4 840	5 150	-6	6
8.	Август	4 550	5 150	---	4 320	---	3 500	3 200	-35	-9
9.	Сент.	3 100	3 200	---	3 070	Нормальный	3 070	3 160	1	1
10.	Окт.	2 650	3 100	---	2 570	Засушливый	2 250	2 200	-17	-2
11.	Ноябрь	2 950	2 200	Засушливый Нормальный	4 230	---	3 040	3 000	-41	-1
12.	Дек.	2 500	3 000	Дождливый нормальный	2700	---	2 330	2 600	-4	10

Таблица 3

	м е с я ц											
	ян.	фев.	март.	апр.	май	июнь	июль	авг.	сент.	окт.	ноябрь	дек.
\bar{x}	3,62	3,66	3,70	3,87	3,87	3,81	3,73	3,63	3,58	3,58	3,65	3,66
\bar{y}	3,62	3,61	3,70	2,84	3,8	3,85	3,78	3,66	3,60	3,55	3,60	3,67
σ_x	0,188	0,161	0,13	0,126	0,116	0,110	0,114	0,119	0,128	0,145	0,162	0,169
σ_y	0,215	0,200	0,191	0,137	0,127	0,128	0,116	0,130	0,134	0,159	0,175	0,182
Φ_{xy}	0,68	0,68	0,72	0,83	0,89	0,87	0,85	0,84	0,78	0,74	0,82	0,72

$\sigma_{x/y}$ - среднее квадратическое отклонение переменной x , обусловленной данным значением y .

Зная среднее и квадратическое отклонение, соответственно \bar{x}_y и $\sigma_{x/y}$ обусловленной кривой вероятности, можно вычислить эти кривые, пользуясь обычными таблицами интеграции нормального распределения.

На рисунках 2 и 3 дан пример кривых обусловленной вероятности на апрель и октябрь.

В таблице 3 представлены значения параметров кривых обусловленной вероятности по соотношениям (4) и (5), за каждый месяц года

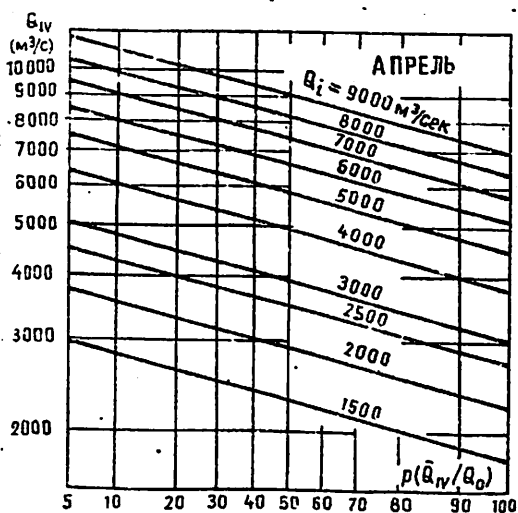


Рис.2 Кривые обусловленной вероятности на апрель

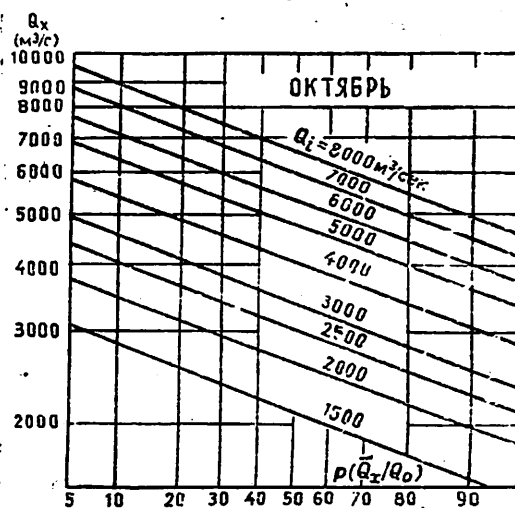


Рис.3 Кривые обусловленной вероятности на октябрь

Такая кривая используется следующим образом:

1. Зная начальный расход Q_0 , выбирается кривая вероятности параллельно с данными кривыми для стандартных значений Q_0 (например: 1500, 2000, 2500, 3000 м³/с и т.д.).

2. На основе прогностической метеорологической информации выбирается вероятность превышения значения \bar{Q} .

Для месяцев, когда питание из снежного покрова значительное (III-У) в начале таяния, когда метеорологический прогноз указывает температуры выше нормальных и сильные дожди, берётся вероятность от 1с% до 2с%.

В обратном случае, для незначительных запасов снега и, соответственно, в случае прогноза холодного месяца с осадками в виде снега берётся вероятность от 80% до 90%.

Так, для прогноза среднего расхода на апрель располагают следующими прогностическими данными и наблюдениями.

- бассейн полностью покрыт снегом в начале месяца,
- прогноз указывает средние температуры выше нормальных а, осадки в норме.

- Дневной расход 31-го марта $Q_0 = 6250 \text{ м}^3/\text{с}$.

В этих условиях берётся $p(\bar{Q}/Q_0) = 20\%$ и, в соответствии с рисунком 2 получаем

$$\bar{Q} = 7700 \text{ м}^3/\text{сек}$$

В месяцы, когда преобладает питание из осадков, вероятность от 20% до 40% выражает метеорологический прогноз избыточного дождевого режима, а вероятность от 60% до 80% - прогноз периода с недостаточным количеством осадков.

Для любых других прогностических соотношений осадков и температуры, учитывая их распределение по бассейну Дуная (верхняя или средняя зона), берутся значения обусловленной вероятности в соответствии с их детерминистическим влиянием. Выбор этих вероятностей значительно зависит от опыта прогнозиста-гидролога и, безусловно, от продолжительной проверки этого метода.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. STANESCU, V. Al.
Relații de prognoză a debitelor medii lunare în perioada de vară - toamnă. Hidrotehnica, vol. 29, nr. 1, 1984
2. STANESCU, V. Al.
Modele matematice ale undelor de viitură critice. Studii de Hidrologie, vol. XXXIV, I.M.H., București, 1972

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ
Киев, 1988г.

Прогноз средних месячных расходов методом контингентности

Д-р.инж. Думитру Лэзэреску
Институт Метеорологии и Гидрологии
Бухарест- Румыния

Mean monthly discharge forecasting using
the contingency method

Dr.eng. Dumitru Lăzărescu
Institute of Meteorology and Hydrology
Sos. București-Ploiești, nr.97

Резюме. Один из способов прогноза среднемесячных расходов основан на анализе классов квантилей ряда значений.

В основном, способ включает разделение ряда значений на классы квантилей и пересчет случаев, в которых последовательные значения переходят от класса квантилей i в класс квантилей j . Полученные данные представлены в таблице с соответственными квантилями.

Классы квантилей определяются кривой вероятности значений соответствующих вероятностям, разделяющих на равные части единицу (на-пример, вероятности 0,25 ; 0,50 ; 0,75)

В работе представлен результат применения метода контингентности в прогнозе среднемесячных расходов Дуная и внутренних рек Муреш и Сомеш.

В качестве примера даны десятичные пределы для Дуная (в пределах СРР), таблицы с соответствующими квантилями для Дуная на март, апрель и сентябрь, а также погрешности прогнозов за интервал I/1986 - IV/1987 для Дуная и за интервал I - XII/1986 для станций Арад (река Муреш) и Сату Маре (река Сомеш).

А б с т р а к т :

One of the procedures used in mean monthly discharge forecasting is based on the analysis of the quantile classes in the series of values.

Basically the process involves the division of the values in the series into classes of quantiles and counting the cases when successive values pass from an i class of quantiles to a j class. The resulting data are listed in a contingency table.

The quantile classes are delimited by means of the probability curve corresponding to the probabilities that divide the unit into equal parts (e.g. probabilities of 0.25; 0.50; 0.75) defining the quantiles.

This paper presents the outcome of applying the contingency method to mean monthly discharge forecasting on the Danube, the Muresh and the Somesh (the last two being important rivers flowing on the Romanian territory).

By way of example the limits of the deciles on the Danube (at the point the river enters the Romanian territory) are presented as well as the contingency tables for the Danube in March, April and September and the forecasting errors over the

interval January, 1986 - April, 1987 for the Danube and January-December, 1986 for the river stations Arad (on the Muresh) and Satu Mare (on the Somesh).

ДОКЛАД

Одна из возможностей прогнозирования среднемесячных значений расходов основывается на устойчивости определённых значений расходов при одинаковых те же климатических параметрах.

Анализируя последовательность во времени осреднённых расходов (обычно в течение одного месяца) можно заметить наличие характерных периодов (сезонов) для каждого года: зимний, весенний, летний и осенний периоды, со специфическими климатическими и гидрологическими свойствами, независящими от отдельных условий стока.

Во время каждого гидрологического сезона могут появиться периоды меженей и паводков. В конкретные годы один из этих периодов может отсутствовать.

Из-за годовой разности факторов стока, периоды изменяются как с точки зрения значений, так и числа проявления и длительности.

Наличие периодов и фаз стока, как составляющих природного водосборота, довольно длительно из-за инерции некоторых процессов, составляющих водосборот, как на "атмосферном", так и на "континентальном" этапах. Обычно, сразу после незначительных расходов не наблюдаются значительные расходы.

Основными причинами инерции на атмосферном этапе являются солнечная энергия и климатические аномалии; на континентальном этапе - накопление тепла большими водными телами скопление подземных вод, наличие плотного растительного покрова и др.

Попытки квантификации устойчивости проводились по двум на-

правлениям. В первом случае используются секвенционные значения с определённым шагом (месяц, год и т.д.) осадков или стока для вычисления корреляции коэффициента первой степени - коэффициент автокорреляции. Во втором случае, для характеристики устойчивости применяется анализ ряда данных об осадках или стока, выражая например длину последовательных значений / ряда, выше или ниже его среднего значения.

Другой способ анализа ряда значений состоит в анализе класс квантилей. В основном, этот способ требует разделение значений ряда на классы квантилей и, затем, подсчёт случаев, когда для известных по времени интервалов, последовательные значения переходят из класса квантилей i в класс квантилей j . Результат представлен в виде переходной матрицы n/n степени, где n число квантилей, содержащее среднее число переходов, прогнозируемое значение которых (в случае случайных данных) состоит из $1/n^2$ из числа переходов ($N = n \cdot n$).

Полученные данные представлены в таблице контингентности. Термин взят из английского языка "contingency" и означает зависимость от случайности сомнительных или условий вероятности, явление, проявление которого зависит от случайности или неопределённых условий, или возможного, непредусмотренного случайного явления.

Классы квантилей определяются кривой вероятности значений соответствующих вероятностям, разделяющих на равные части единицу. Например, вероятности 0,33 и 0,66 (разделяющие единицу на три) определяют терцили, вероятности 0,25; 0,50 и 0,75 (разделяющие единицу на четыре) определяют кватили; таким же образом определяют децили и центили.

Способ классификации квантилей применялся впервые в климатологии, в анализе структуры температуры Крадкоком и др. (1962).

В гидрологии способ использовался впервые при анализе сезонных годовых значений расходов в области Сахел (р. Сенегал), Дави и др. (1976)

Использование в обеих случаях квантили были кривили.

*

* * *

В настоящей работе, впервые в нашей стране, представлен такой тип анализа, основанный на значениях средних месячных расходов на Дунае и на двух внутренних реках - Муреш и Сомеш - располагавших длинными рядами данных (таблица 1).

Таблица 1

Водоток	Сечение	Период с наличием данных	Число лет
Дунай	При входе в страну	1840 - 1985	146
Муреш	с. Арад	1925 - 1985	61
Сомеш	с. Сату Маре	1925 - 1985	61

Используемыми квантилями были децили, со степенью определяющих их вероятностей и значений из таблицы 2.

Пределы значений децилей (m^3/c) за каждый месяц и год представлены в таблице 3, для Дуная, при входе в страну.

Таблица 2

Степень децилей	Вероятности (%)	Обозначение
I	≤ 10	Избыточно дождливый
II	$> 10 - 20$	Очень дождливый
III	$> 20 - 30$	дождливый
IV	$> 30 - 40$	Умеренно дождливый
V	$> 40 - 50$	Нормально дождливый
VI	$> 50 - 60$	Нормально засушливый
VII	$> 60 - 70$	Умеренно засушливый
VIII	$> 70 - 80$	Засушливый
IX	$> 80 - 90$	Очень засушливый
X	> 90	Особенно засушливый

Также, в таблицах 4, 5 и 6 представлены таблицы контингентности на март, апрель и сентябрь, для Дуная - вход в страну (Базияш).

Таблицы контингентности, обозначающие анализ децилей среднемесячных и годовых расходов, указывает на повторяемость переходов от одного месяца к следующему, в нашем случае, или, например, от одного года к другому.

Основное преимущество таблиц контингентности состоит в том, что частая повторяемость (частоты) стремится занимать противоположные углы - левый, верхний и правый, нижний - таблицы.

На основе этой характеристики, таблицы контингентности можно использовать в прогнозе среднемесячных и среднегодовых значений.

Для этого, к концу месяца, определяется класс децилей которому относится известное среднемесячное значение стока, а из-

Таблица 3

Пределы децелей (м³/с)
ДУНАЙ - ПРИ ВХОДЕ В СТРАНУ

Де-цель	Янв.	Февр.	Март	Апр.	Май	Июнь	Июль	Авг.	Сент	Окт.	Нов.	Дек.	Год
I	10303	10050	11586	13290	12995	13324	12851	10657	8290	8108	9860	10908	8625
II	7350	7500	9250	10850	10600	8850	7800	6300	5800	5900	7500	7700	6900
III	6400	6550	8300	9500	9500	8000	6850	5550	5050	5150	6550	6700	6400
IV	5700	5950	7500	8850	8700	7500	6350	5200	4550	4700	5700	5850	6100
V	5160	5500	7100	8300	8100	7100	5850	4700	4200	4250	5000	5250	5300
VI	4400	4860	6600	7675	7500	6800	5525	4350	3775	3950	4400	4850	5530
VII	4020	4500	6060	7340	7100	6200	5010	4160	3500	3600	4000	4550	5200
VIII	3500	4000	5300	6625	6600	5850	4725	3800	3200	3200	3550	4050	5000
IX	2905	3450	4925	6060	6100	5325	4380	3425	2930	2850	3150	3550	4830
X	2470	2950	4000	4945	5330	4660	3950	2975	2650	2550	2800	2850	4450
	1645	1858	3145	3445	4402	3293	2690	2233	2030	1670	1845	761	3469

Таблица 5

Таблица КОНТИНГЕНТНОСТИ
ДУНАЙ - ПРИ ВХОДЕ В СТРАНУ Апрель

Февр.	Март	Апрель
I	6	1
II	1	1
III	3	3
IV	1	1
V	2	2
VI	2	2
VII	2	2
VIII	1	1
IX	3	3
X	1	1

Таблица 4

Таблица КОНТИНГЕНТНОСТИ
ДУНАЙ - ПРИ ВХОДЕ В СТРАНУ Март

Февр.	Март
I	1
II	1
III	1
IV	1
V	1
VI	1
VII	1
VIII	1
IX	1
X	1

Таблица 6

Таблица контингентности
ДУНАЙ - ПРИ ВХОДЕ В СТРАНУ
Сентябрь

Авг.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
I	3	6	2			3				
II	3	6	1	3	1	2	1			
III	3	2	1	2	3	1				
IV	2	1	1	3	3	2		2		
V	2		1	2	2	4	2	2	1	
VI	1	1	2	1	2	1	2	2	1	2
VII			1	3	1	1	1	2	3	
VIII			3	2	1	1	3	3	1	1
IX				1		1	2	3*	5	3
X							1	2	3	7

Таблица 7

Отклонения среднемесячных прогнозов
ДУНАЙ - ПРИ ВХОДЕ В СТРАНУ

Месяцы	Средние ре- альные расходы (м/с)	Средние прогно- зируемые расходы (м/с)	Ошибки (%)	Средняя ошибка (%)
		1986		
I	6372	6000-6500	-6/3	-1,5
II	6419	6000-6500	-6/3	-1,5
III	7377	7100-7600	-3/3	0
IV	8992	8800-9500	-1/6	2,5
V	6982	6600-7100	-4/3	-0,5
VI	7120	6200-6800	-13/-4	-8,5
VII	4953	4800-5000	-6/0	-3
VIII	3248	3000-3400	-4/4	0
IX	3148	2600-2900	-17/-8	-12,5
X	2195	2500-2800	-14/28	21
XI	2939	2200-2800	-25/-4	-14,5
XII	2487	2300-2800	-7/13	3
		1987		
I	3560	3500-4020	-3/13	5
II	5680	4860-5500	-15/-3	-9
III	6060	7100-7600	18/25	21
IV	10160	9500-10850	-6/7	0

таблицы контингентности для большей повторяемости определяется класса децилей следующего месяца. Прогноз выражается либо пределами класса децилей, либо средним значением этих пределов.

Результаты уточняются если выбор класса для следующего месяца основан не только на самом высоком значении повторяемости, но и на метеорологическом прогнозе, особенно когда он подтверждается

Таблица 8

Ошибки среднемесячных прогнозов
с. Арад

1986

Месяцы	Средние ре- альные расходы (м ³ /с)	Средние прогно- зируемые расходы (м ³ /с)	Ошибки (%)	Средняя ошибка (%)
I	138	120-160	-12/18	3
II	126	100-120	-18/-2	-10
III	196	150-175	-23/-9	-16
IV	398	205-240	-48/-39	-43,5
V	195	200-227	9/12,3	10,6
VI	129	135-160	7/27	17
VII	115	110-130	-2/16	7
VIII	81,8	60-75	-25/-7	-15,5
IX	49,5	50-60	15/37	26
X	42,9	35-45	-20/5	-7,5
XI	39,9	30-45	-25/23	-1
XII	32,9	30-45	-9/30	10,5

Таблица 9

Ошибки среднемесячных прогнозов
с. Сату Маре

1986

Месяцы	Средние ре- альные расходы (м ³ /с)	Средние прогно- зируемые расходы (м ³ /с)	Ошибки (%)	Средняя ошибка (%)
I	204	67-86	-67/-59	-63
II	156	100-175	-4/12	4
III	281	290-370	3/32	17,5
IV	346	>400	>15	>15
V	155	140-165	33/35	44
VI	68,6	45-73	-35/4	-15,5
VII	87,9	57-60	-35/-8	-21,5
VIII	68,2	66-75	-3/10	3,5
IX	31,4	45-52	47/82	64
X	25	21-27	-10/8	-7
XI	22,2	15-24	-32/8	-12
XII	17,4	17-30	-2/72	35

Для каждого из трёх прсанализированных участков, метод при-
менялся к периоду 1986 - 1987, который не учитывался при соста-
влении этих таблиц, для выявления достоинств таблиц конъюгент-
ности в составлении прогноза среднемесячных расходов.

Отклонения от реальных значений представлены в таблицах 7
(Дунай - у входа в страну), 8(Арад) и 9 (Сату Маре). Эти отклоне-
ния вполне приемлемы для практики.

На Дунае (при входе в страну), средние отклонения прогноза месячного колеблются от $-12,5\%$ до $+2,5\%$. Единственным исключением являются месяцы октябрь ($+21\%$ из-за резкого спада расходов) и ноябрь ($-14,5\%$ из-за относительно резкого роста стока).

На с. Арад среднемесячное отклонение прогнозов колеблется от $-15,5\%$ до $+17\%$. Исключением являются месяцы апрель и сентябрь, с отклонениями -43% и, соответственно 26% , из-за относительно резкого колебания расходов этих месяцев по сравнению с предыдущими.

На с. Сату Маре наблюдаются отклонения в более широких пределах, от $-21,5\%$ до 17% , исключением является январь -63% (сильный паводок вследствие половодья) и месяцы май ($+44\%$), сентябрь (64%) и декабрь (35%) с более низкими стоками по сравнению с предыдущим месяцем.

Среднемесячные расходы 1986 и 1987 гг. отмечены в таблицах звёздочкой (1986) и квадратом X (1987), как иллюстрация степени достоверности в использовании таблиц контингентности. Месячные прогнозы с небольшими ошибками находятся (записаны) под высокими числами повторяемости.

Метод представляет практический интерес для прогноза среднемесячных и даже годовых значений расходов и соответствующих объёмов на больших реках значительного инерционного эффекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. LAZARESCU, D.
O metodă de prognoză a debitelor medii lunare minime pe Dunăre la Oltenița. Lucrările conferinței a III-a de prognoze hidrologice în țările dunărene, București, 1965
2. x x x
Hydrological aspects of drought (Aspecte hidrologice ale secetei). Notă tehnică UNESCO/WMO 1985

XIV КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ
(Киев. 1988 г.)

Прогноз расходов на Дунае по динамике стохастической
модели (FK)

Ионел Злате

Институт метеорологии и гидрологии
Бухарест, Румыния

The Danube discharge forecasting using the structural
stochastic model (FK)

I. Zlate

Institute of Meteorology and Hydrology
Bucharest, Romania

РЕЗЮМЕ

Линейная математическая модель основана на использовании упрощенных гипотез, которые могут являться источниками погрешностей расчета (прогноза). Лучшие оценки могут быть получены, если эти погрешности учтены в самом процессе разработки прогноза. Такой подход дает возможность получить комбинированную динамико-стохастическую модель. Стохастическая составляющая, смоделированная авторегрессионной моделью (FK), принимает на себя часть систематической погрешности.

Представленная трактовка используется в теории линейных систем (использование линейного фильтра Кальмана).

Динамическая модель основана на упрощенном уравнении Маскин-гама ($x=c$), что в условиях кинематической волны эквивалентно $\Delta t = k$ или $k = \Delta t$ (k = время добегания), что позволяет оперативно удовлетворить требования прогноза. Модель эквивалентна для $x=0$ модели Нейша или Калдыня-Милекова. В рассматриваемом случае учитывается боковой приток составляющий около 15% объема выходного гидрографа. Боковой приток считается равномерно распределенным. Распределение потока во времени считается идентичным распределению стока в основном входе с соответствующим сдвигом для каждого последующего узла суммирования.

Матрицы перехода уравнений состояния и измерения установлены априори, в зависимости от гидравлических характеристик рассматриваемой русловой сети. На выбранном участке максимальное время добегания составляет 6 дней.

Для получения максимальной заблаговременности 7 дней во всех гидрометрических створах на Дунае необходимо продлить входные данные в каждом вышележащем створе с помощью модели AR. С этой целью была составлена модель типа ARIMA с возможностью учета нескольких входных переменных.

Abstract:

Any mathematical model of a structural type is based on a set of simplifying hypotheses which obviously induce estimation errors.

Better estimates are obtained when the errors can be considered in the very process of forecasting which involves devising a combined structural-stochastic model, the stochastic component being modelled by an auto-regressive model taking over the systematic error in the residuals.

This approach is part of the theory of the linear systems, being compatible with the use of the linear Kalman filter.

The structural model is based on a simplified Muskingum equation ($x = 0$) which under kinematic wave condition is equivalent to $\Delta t = k$ or $K = \Delta t$ ($k =$ routing time) which shows certain advantages in the rapid satisfying of the forecasting requirements. The model is in fact equivalent to the Nesh-Kalinin-Milinkov model for $x = C$.

In the case being investigated the contribution of tributaries with about 15% weight relative to the outflow of the longest river reach is taken into consideration. Out of this

reason and due to the difficulties encountered in considering the phenomena taking place at the confluence of small tributaries with the main river course, the lateral contribution is considered evenly distributed following the same time distribution as the main input but with the differences and prolongation corresponding to the knots making up the model.

The transition matrices between the system states and inputs towards the output are a priori specified depending on the hydraulic characteristics of the river reach being analysed.

Celerities, i.e. the propagation times in each sub-section are determined on account of the correlations $Q = f(\Omega)$, ($c = dQ/d\Omega$) and $c = f(L)$ resulting in the fact that celerity can be assumed constant over the interval 3.000 - 10.000 m³/s whereas over the entire river celerity takes values in the range 1.8-2.0 m/s.

Under the conditions presented the longest delay time is 6 days for the river reach under consideration.

Model FK can therefore produce forecasts by a 6-7 day maximum lead-time if the inflow to the longest river reach is extended by one day, in AR.

In view of obtaining a maximum lead-time of 7 days for all river stations on the Danube the corresponding delay of entering the values into an appropriate model should be realised first.

In this respect an ARIMA type of model was worked out which should consider several inputs and their corresponding delay times.

Доклад

Любая математическая модель основывается на ряде упрощённых гипотез: геометрические аппроксимации, тип движения (одномерное), постоянные скорости добегания, линейность используемых уравнений и т.д.

Таким образом, упрощающие гипотезы становятся источником сомнительной оценки, к которым прибавляются и погрешности измерений.

В связи с этим, в гидрологическом прогнозе используются два пути: совместное использование модели с актуализацией или использование моделей, учитывающих неизбежные ошибки и их эволюцию в процессе составления прогноза.

Настоящая модель входит во вторую категорию, а способ подхода находится в теории линейных систем и позволяет использовать линейный фильтр Кальмана (L.K.F.).

При помощи структурально-стохастической модели можно сделать оценки типа:

$$Y_t = D_t + S_t + (\xi_t = \bar{\xi}) \quad (1)$$

где:

Y_t — желаемая оценка

D_t — оценка при помощи детерминистической модели

S_t — оценка стохастической моделью ошибки расчёта детерминистической моделью в момент

ξ_t — составляющая белого шума гауссовского типа $N(\bar{\xi}, \sigma_{\xi}^2)$.

Определение задачи в данном случае учитывает и учёт минимальной информации входных переменных модели.

МЕТОД Л.К.Ф.

Метод учитывает описание эволюции натуральной системы отдельно от уравнения измерения, т.е. переменные состояния актуализируются в зависимости от новых измерений.

Эволюция натуральной системы описывается системой линейных дифференциальных уравнений. Определение задачи можно начать с создания этой системы, или с формы (2) этой системы, получаемой путём интегрирования системы дифференциальных уравнений:

$$\dot{X}_t = \Phi_{t,t-1} \dot{X}_{t-1} + F_{t-1} + W_{t-1} \quad (2)$$

где:

\dot{X}_t - вектор переменных состояния от начальных условий, в момент

F_{t-1} - член возбуждения

W_{t-1} - фактор возмущения характера белого шума обобщающий недостатки использования упрощающих гипотез

Данный метод позволяет записать уравнение 2, двумя фазами:

- фаза прогноза

$$\hat{X}_{k/k-1} = \Phi_{k,k-1} \hat{X}_{k-1/k-1} + F_{k-1} \quad (3)$$

- собственно фаза фильтрации

$$\hat{X}_{k/k} = \hat{X}_{k/k-1} + K_k (Z_k - H_k \hat{X}_{k/k-1}) \quad (4)$$

в которой:

Z_k - новые измерения

H_k - оператор и матрица выбора измерений

K_k - матрица поправок

V_k - гауссовская переменная $N(\bar{v}, \sigma_v^2)$; $Z_k = H_k \hat{X}_{k/k-1} + V_k$.

Уравнения для расчёта матриц K_k , $P_{k/k}$ и $P_{k/k-1}$ (матрица поправок оценки $\hat{X}_{k/k}$ и $\hat{X}_{k/k-1}$) являются уравнениями фильтрации /1/, а сущность Л.К.Ф. заключается в уточнении матрицы K_k . Для расчёта матриц $P_{k/k}$ и $P_{k/k-1}$ необходимы матрицы $Q = \sigma_w^2 I$, $R = \sigma_v^2 I$

Переменные состояния могут быть детерминистского, стохастического или смешанного типа, а полученные модели—детерминистские, стохастические или структурально-стохастические.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТРУКТУРАЛЬНОЙ ЗАДАЧИ

Требование заключается в осуществлении прогнозов заблаговременностью 1 – 7 дней на гидрометрических станциях, расположенных на Дунае, с использованием в качестве входных данных ежедневные расходы гидроэлектростанции Порциле де Фер I.

Максимальное опоздание – 6 дней.

Для получения желаемой заблаговременности до 7 дней входной гидрограф должен быть продлён для компенсации времени реального опоздания для каждой гидрометрической станции.

Для этого была разработана модель типа АРИМА с несколькими входными переменными, которая испытывается в настоящее время.

В соответствии времени опоздания $T = 6$ дней, рассматриваемый сектор подразделялся на 6 участков ΔX на протяжении от входа до выхода, а прогнозы выдаются для каждого выхода с участков ΔX . В зависимости от прогнозируемых ΔQ , получают Δn при выходе с участков и применяется линейная интерполяция, для получения желаемых значений в соответствии с позицией гидрометрических станций.

Боковой приток считался однородно распределённым по участкам, так как на их долю приходится примерно 10–15% выходного гидрографа. Из-за трудностей моделирования явлений слияния малого притока с большой рекой с сильной вариацией уровней, для упрощения, распределение их во времени принималось таким, как у входного гидрографа, но со сдвигом во времени, соответствующим каждому участку.

Выбранная модель добегания основывается на кинематической волне, у которой скорость добегания определяется уравнением $Q = f(A)$ на основе производной

$$c = dQ/dA \quad (5)$$

На рис. 1 можно заметить, что для анализируемых гидрометрических станций скорость добегания может считаться постоянной при 3000–10000 м³/сек, при значениях 1,8–2,0 м/с для рассматриваемого сектора.

При кинематической волне параметры уравнения Маскингама

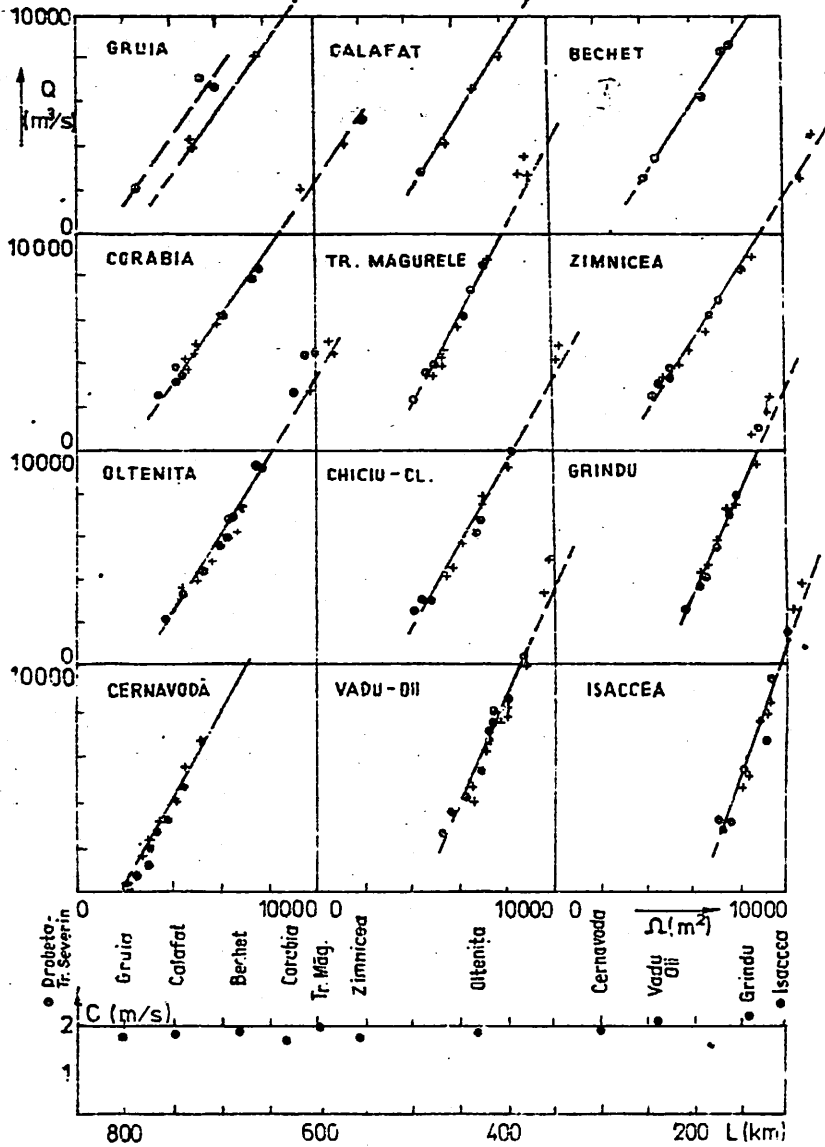


Рис.1 Определение скорости на основе соотношений $Q = f(\Omega)$ и $c = f(L)$

могут быть определены следующим образом:

$$k = \Delta x / c \quad (6)$$

$$x = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta t}{k} \right) \quad (7)$$

Для составления прогноза на основе ежедневных расходов принимается $k = \Delta t$ (1 день), а это равенство сводит модель Маскингама к модели Наш-Калинин-Миллингов, использованной в работе /2/. Для секторов $\Delta x \neq c \Delta t$, использование модели Маскингама носит более общий характер.

Если 0 вывод из сектора, а I -вход в сектор, уравнение Маскингама принимает вид линейного уравнения:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 I_2 \quad (8)$$

а в уравнении 3 переходная матрица записывается:

$$\Phi_{kk-1} = \begin{vmatrix} C_2 & 0 & \dots & 0 \\ C_0(C_2 + \frac{C_1}{C_0}) & C_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_0^{n-1}(C_2 + \frac{C_1}{C_0}) & \dots & \dots & C_2 \end{vmatrix} \quad (9)$$

член возбуждения $F_{k-1} = \Gamma u$

$$\Gamma = \begin{vmatrix} C_0 & C_1 \\ \vdots & \vdots \\ C_0^n & C_0^{n-1} C_1 \end{vmatrix}, \quad u = \begin{vmatrix} u_t & u_{t-1} \end{vmatrix} \quad (10)$$

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТОХАСТИЧЕСКОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ

Погрешности оценки ε_t детерминистской модели, являются зависимыми т.к. имеют коэффициент автокорреляции $\rho = 0,95$ для расходящихся на 1st элементов. Для получения характеристик белого шума, они моделируются авторегрессионной моделью AR (2), степень которой определяется на основе теста Кэннуэй,

$$\varepsilon_t = a_1 \varepsilon_{t-1} + a_2 \varepsilon_{t-2} + \xi_t \quad (11)$$

или в форме матрицы

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_t \\ \varepsilon_{t-1} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_1 & a_2 \\ 1 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \varepsilon_{t-1} \\ \varepsilon_{t-2} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \xi_t \\ 0 \end{vmatrix} \quad (12)$$

в которой ξ_t гауссовская переменная $N(\bar{\xi}, \sigma_{\xi}^2)$.

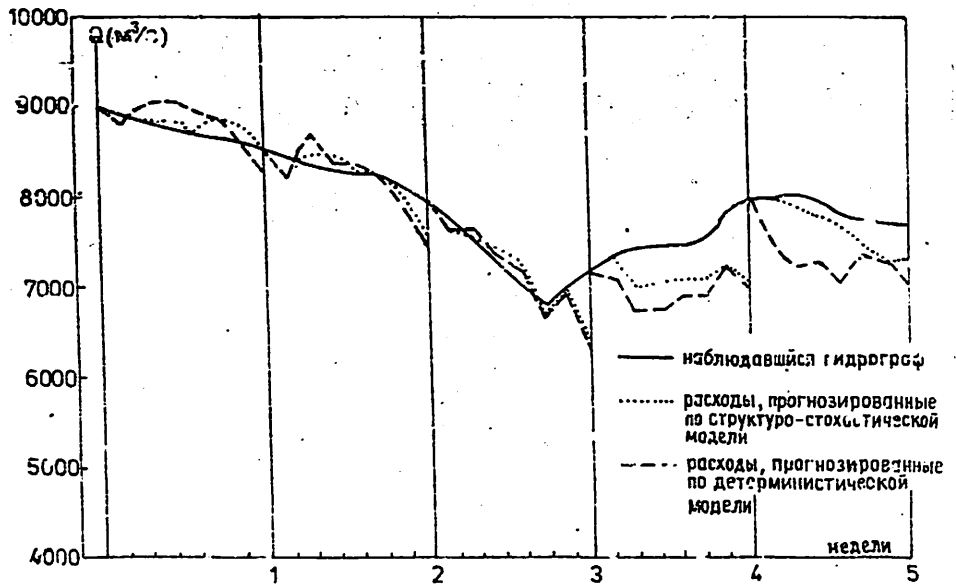


Рис. 2 Прогноз ежедневных расходов с заблаговременностью в 1-7 дней ст. Браила

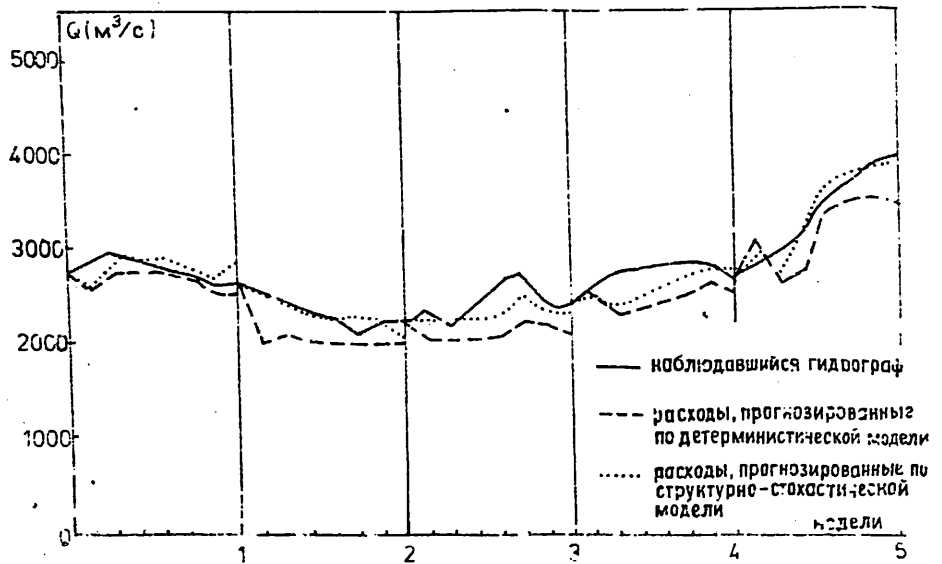


Рис. 3 Прогноз ежедневных расходов с заблаговременностью 1-7 дней ст. Исакча

Объединение в смешанной модели осуществляется выбором в качестве переменной состояния ξ или a ; в данной модели приняли a .

Для оценки с заблаговременностью ($i \Delta t$), временной ряд выбирается с шагом $i \Delta t$.

ЗАПИСЬ СМЕШАННОЙ МОДЕЛИ В ФОРМЕ, СООТВЕТСТВЕННОЙ Л.К.Ф.

Вектор переменных состояния для комбинированной модели имеет $n \leq 6$ детерминистических переменных - выходы из каждого подсектора и $\mu = 2$ стохастических переменных - параметры модели AR (2):

$$x = |x_1, \dots, x_n; x_{n+1}, x_{n+2}|^T \quad (13)$$

Переходная матрица распространяется на i и $j = n+1, n+2$ объединяясь с матрицей I, остальные элементы имеют нулевое значение, а матрица отбора измерений из уравнения измерений записывается:

$$H = |0, \dots, 0, 1; \epsilon_{t-1}, \epsilon_{t-2}|$$

Определение начальных значений для P_0 , Q и R определяется двумя итерациями, а для x_0 определение начинается с стационарного течения реки.

ИСПЫТАНИЕ МОДЕЛИ ДЛЯ СОСТАВЛЕНИЯ ПРОГНОЗА

Удлинение входа и гидрограф притоков осуществляется AR (2).

Для уточнения статистических характеристик выбирались временные ряды с минимум 200 значений для входа и выхода, предшествующие моменту составления прогноза.

На рис. 2-3 представлены примеры прогноза на 1-7 дней для гидрометстанции Брэила ($n = 5$) и Исакча ($n = 6$).

ВЫВОДЫ

Погрешности измерений определяют несоответствие объема гидрографов у входа и на выходе и, затем несоответствие экстремальных.

Благодаря характеристикам используемых значений - диапазон измерений в течение недели и выбранный интервал времени - рассматриваемый случай является одним из наиболее репрезентативных при-

меров применения представленной модели.

Для получения более точных результатов необходимо согласование первичных данных.

Представленные результаты соответствуют фазе испытания модели.

Л И Т Е Р А Т У Р А

- 1) MIERKIEWIEZ, M., SZOLLOSI-NAGY, A.
Linear Kalman filter for the short term forecasting of runoff on the Dunajec river. Jr. of Hydrological Sciences, vol.6, No. 1-2, 1979
- 2) SZOLLOSI-NAGY and all.
On the recursive algorithms in real-time flow forecasting. Hungarian experiences, Budapesta
- 3) RADIX, J.C.
Introduction au filtrage numerique. Lissage de donnees, Estimation de parametres identification de processus. 1970, Paris
- 4) KRAIJENHOFF, D.A., MOLL, J.R.
River flow modelling and forecasting. 1986, Dordrecht-Boston-Lancaster-Tokyo
- 5) ZLATE, I.
Posibilitățile de utilizare a algoritmilor recursivi în prognoza hidrologică, Studii de hidrologie, vol.55, 1987

Возможности применения метода факторного анализа при прогнозах уровней воды

Ковач Шандор

Среднетисайское Водохозяйственное Управление, Сольнок, ВНР

I. Введение

В работе сравниваются модели прогнозов максимальных уровней паводочных волн рек Тиса и Кармаш-Кереш. Модели основаны на линейной регрессии и методе факторного анализа.

Тисса и её притоки представляют собой единую физическую систему, состояние которой определяют переменные линейной модели. Ошибка прогнозов обычно тем меньше, чем больше таких переменных, содержащих необходимую информацию относительно пика паводков, включено в модель. Формирование уровня стохастический процесс, который теоретически возможно описать только бесконечно большим числом предикторов и их изменениями. Практически это неосуществимо, поэтому очень важно выбрать именно те переменные, которые в совокупности содержат достаточную информацию относительно пика паводка. Выбор переменных может происходить практическим, опытным путём, после достаточного ознакомления с процессами, происходящими на водосборе, а так же с использованием математических методов, как например с помощью вычисления парциальных корреляций или же совместного применения тех и других методов.

В большинстве случаев надёжность независимых прогнозов определяется длиной рядов данных. В свою очередь применение бесконечно длинных рядов ведёт к нарушению однородности рядов.

Однородность рядов данных решающим образом определяют различные по характеру и размерам водохозяйственные работы и условия прохождения паводков, относящихся к различным интервалам уровней воды. Поэтому для каждой модели необходимо определить оптимальную длину ряда переменных.

При определении числа переменных $/n/$, длины рядов данных $/N/$ нужно обращать внимание на устойчивость модели. Бодосбор Тиссы очень сложен, характеризуется многими притоками. При моделировании водного режима реки нельзя оставлять без внимания уровни притоков. Даже при учёте самой необходимой информации число переменных может достигнуть 15-ти. При очень большом числе независимых переменных ставится под вопрос устойчивость линейной системы. Для решения этой проблемы целесообразно применять метод факторного анализа. Общеизвестно, что факторный анализ информацию, содержащуюся в исходных переменных, сжимает в меньшее число переменных, т.н. факторов.

II. Факторный анализ

Основы факторного анализа разработал Хармен ещё в 1960-ом году.

Факторный анализ основывается на том, что измеренные переменные можно выразить как функцию неизмеренных переменных, факторов. Если число измерений N , а число переменных n , тогда получается матрица порядка $N \cdot n$,

$$\begin{vmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1n} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{N1} & x_{N2} & \dots & x_{Nn} \end{vmatrix}$$

(I)

Произведем нормирование переменных

$$Z_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{S_j} \quad (i = 1, 2, \dots, N, j = 1, 2, \dots, n) \quad (2)$$

где

$$\bar{x}_j = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_{ij}, \quad S_j = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_{ij} - \bar{x}_j)^2}{N-1}} \quad (3)$$

После нормирования матрица имеет следующий вид :

$$Z = \begin{vmatrix} Z_{11} & Z_{12} & \dots & Z_{1n} \\ Z_{21} & Z_{22} & \dots & Z_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Z_{N1} & Z_{N2} & \dots & Z_{Nn} \end{vmatrix} \quad (4)$$

Парный коэффициент регрессии между аргументами и определяется по формуле

$$r_{jk} = \frac{\sum_{i=1}^N Z_{ij} Z_{ik}}{N} \quad (j, k = 1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

Коэффициенты r_{jk} можно представить в виде матрицы

$$R = \begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nn} \end{vmatrix} = \frac{1}{N} Z^* Z, \quad (6)$$

где Z^* — получается после транспонирования Z .

В факторном анализе предполагается, что между измеренными существует корреляционная связь, формирование которой происходит под влиянием многих факторов, причём действительные переменные выражаются линейной функцией факторов / F /. Линейная модель имеет следующий вид :

$$\begin{aligned} Z_1 &= a_{11} F_1 + a_{12} F_2 + \dots + a_{1m} F_m + a_{1n} U_1 \\ Z_2 &= a_{21} F_1 + a_{22} F_2 + \dots + a_{2m} F_m + a_{2n} U_2 \\ &\vdots \\ Z_n &= a_{n1} F_1 + a_{n2} F_2 + \dots + a_{nm} F_m + a_{nn} U_n \end{aligned} \quad (7)$$

или

$$Z_j = \begin{vmatrix} Z_{1j} \\ Z_{2j} \\ \vdots \\ Z_{Nj} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{j1} & f_{11} \\ & f_{21} \\ & \vdots \\ & f_{N1} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} a_{j2} & f_{12} \\ & f_{22} \\ & \vdots \\ & f_{N2} \end{vmatrix} + \dots + \begin{vmatrix} a_{jm} & f_{1m} \\ & f_{2m} \\ & \vdots \\ & f_{Nm} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} a_j & U_1 \\ & U_2 \\ & \vdots \\ & U_N \end{vmatrix} \quad (8)$$

где $i = 1, 2, \dots, N$; $j = 1, 2, \dots, n$; m — число факторов.

Предположим, что факторы между собой независимы и их скалярные произведения имеют вид:

$$E(F_i F_k) = \delta_{ik},$$

$$E(U_j U_l) = \delta_{jl},$$

$$E(S_j S_l) = E(E_j E_l) = \delta_{jl} \quad (9)$$

и

$$E(F_i U_l) = E(F_i S_l) = E(F_i E_l) = 0 \quad (10)$$

где $i, k = 1, 2, \dots, m$ и $j, l = 1, 2, \dots, n$.

$$\delta_{ik}, \delta_{jl} = \begin{cases} 1, & \text{если } i=k, j=l \\ 0, & \text{если } i \neq k, j \neq l \end{cases} \quad (11)$$

После нормирования, величина ожидаемых Z_j равна 0, тогда величина ожидаемых факторов тоже равна 0, или:

$$E(Z_j) = E(F_i) = E(U_j) = 0, \quad \begin{matrix} j = 1, 2, \dots, n \\ i = 1, 2, \dots, m \end{matrix} \quad (12)$$

Из зависимости (9) следует, что

$$E(F_k, F_k) = \sum_{i=1}^n f_{ik}^2 = N.$$

Коэффициент корреляции после преобразований может быть представлен в следующей форме

$$r_{jk} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Z_{ij} Z_{ik} = a_{j1} a_{k1} + a_{j2} a_{k2} + \dots + a_{jm} a_{km} + \delta_{jk} a_j a_k, \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (13)$$

Связь между переменными сводится к сумме произведений нагрузок факторов. Квадрат среднеквадратических отклонений $/ S_j^2 /$

переменных Z_j по коэффициентам корреляции имеет вид:

$$r_{jj} = S_j^2 = 1 = a_{j1}^2 + a_{j2}^2 + \dots + a_{jm}^2 + a_j^2 \quad (14)$$

Как видно, a_{jk}^2 имеет важную роль, выражает меру отношения фактора F_k к квадрату среднеквадратических отклонений переменного Z_j . Сумма квадратов нагрузок факторов называется коммуналитацией $/h_j^2/$, и имеет вид:

$$h_j^2 = a_{j1}^2 + a_{j2}^2 + \dots + a_{jm}^2, \quad j = 1, 2, \dots, n. \quad (15)$$

Это та часть квадрата среднеквадратического отклонения, которой выражаются общие факторы:

$$a_j^2 = 1 - a_{j1}^2 - a_{j2}^2 - \dots - a_{jm}^2 = 1 - h_j^2, \quad j = 1, 2, \dots, n. \quad (16)$$

Уравнения (13)–(15), основные уравнения факторного анализа, где $j = k$, на главной диагонали корреляционной матрицы стоят h_j^2 , где $h_j^2 = \sum_{k=1}^m a_{jk}^2$.

В настоящее время существует несколько методов решения факторного анализа. В данной работе коротко излагается метод главного фактора. Данный способ был разработан Хотеллингем, с использованием выводов Ширсона. Способ основывается на таком геометрическом представлении – нормированные переменные Z_j растягивают пространство n -ого порядка. При нормальном распределении, простые коэффициенты регрессии лежат на эллипсоиде n -ого порядка. Оси эллипсоида совпадают с факторами. Значит решение факторов эквивалентно решениям главной оси эллипсоида и представляет из себя проблему вычисления собственных чисел и векторов.

Точность определения коммуналитаций ($\epsilon = |h_{j,p}^2 - h_{j,q}^2|$) принималась равной 0,0001.

Для определения числа факторов нет строгих зависимостей. Как известно, важность информации, выделяемой по собственным числам при m близком к n , не уменьшается. Для определения максимального числа факторов при данном n , Харман предлагает следующую формулу

$$m = \frac{1}{2} [(2n+1) - \sqrt{8n+1}] \quad (17)$$

III. Сравнение результатов

Результаты, полученные методом факторного анализа и вычислением линейной регрессии, сравниваются в таблице №1.

Прогнозы составлялись для определения пика высоких пародков на реках Тисса и Уармош-Кереш. Длина рядов данных $/N/$ изменялась от 48 до 54-х, число переменных $/n/$ - от 11-ти до 15-ти. Число факторов $/m/$ увеличивалось с 3-х шагом 2. Из таблицы хорошо видно, что для каждого поста в случае малого числа факторов ошибки прогнозов значительные, с постепенным увеличением числа факторов ошибки значительно уменьшаются и достигают значений, полученных при вычислении линейной регрессии. При большом числе факторов факторный анализ даёт лучшие результаты, чем линейная регрессия. Частично это доказательство того, что переменные, включенные в систему, были выбраны правильно и несут информацию, необходимую для определения пика пародков.

Информация, содержащаяся в исходных переменных, после сжатия в малое число факторов, теряется, прогнозы становятся менее точными.

Таблица I

Абсолютные средние ошибки и среднеквадратические отклонения
для прогнозов пика паводков (в см)

I.1. река Тисса: Прогноз пика паводка для станции Токай по
пику паводка на станции Вашарошнамень
($N = 54$; $n = 11$)

	Факторный анализ				Лин. регр. $n = 11$
	$m=3$	$m=5$	$m=7$	$m=9$	
$ \Delta \bar{H} $	14	14	11	10	11
σ	19	17	14	13	14

I.2. река Тисса: Прогноз п.п.а паводка для станции Сольнок по
пику паводка на станции Вашарошнамень
($N = 54$; $n = 15$)

	Факторный анализ						Лин. регр. $n = 15$
	$m=3$	$m=5$	$m=7$	$m=9$	$m=11$	$m=13$	
$ \Delta \bar{H} $	21	20	20	19	18	17	18
σ	28	27	26	25	23	22	23

I.3. река Тисса: Прогноз пика паводка для станции Сольнок по
пику паводка на станции Токай
($N = 52$; $n = 15$)

	Факторный анализ						Лин. регр. $n = 15$
	$m=3$	$m=5$	$m=7$	$m=9$	$m=11$	$m=13$	
$ \Delta \bar{H} $	15	13	14	10	9	9	10
σ	22	18	15	14	13	11	13

I.4. река Хэрмаш-Кёрёш: Прогноз пика паводка для станции Сар-
баш по пику паводка на станции Бекеш
($N = 48$; $n = 15$)

	Факторный анализ						Лин. регр. $n = 15$
	$m=3$	$m=5$	$m=7$	$m=9$	$m=11$	$m=13$	
$ \Delta \bar{H} $	20	17	13	11	9	8	9
σ	26	23	16	15	11	11	11

The analytical solution and application of the one-dimensional homogeneous
linear diffusion wave for the transformation of flood waves along the
Danube

János A. Szabó and Sándor Z. Ambrus

Research Centre for Water Resources Development (VITUKI)

H-1453 Budapest, Pf.27. Hungary

Abstract

The paper presents the transformation of the original hyperbolic equation of convection into a normal parabolic equation and presents its analytical solution using a Gaussian error function. This latter one, prepared in the form of infinite series, enables the numerical tractability of the analytical solution. Numerical application of the method is presented through the transformation of a flood wave from the cross-section at Budapest to that of Mohács on the river Danube.

Keywords: diffusion wave, Gauss function, flood routing, forecasting

1.) Introduction

As it is well-known, de Saint-Venant's original differential equation of open channel unsteady flow, reduced by the terms of acceleration and some further ones, results in a parabolic equation called the linear diffusion wave (J. A. Szabó - P. Bartha, 1986):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - D \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + v \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

where D and v are parameters of real value. The paper presents the analytical solution of eq. (1) for semi-infinite space and homogeneous boundary conditions.

A special, for the practical application rather useful, case will also be discussed where the boundary condition are given in the form of a step-function with values generated from measurements. For details on the calculation of parameters D and v cf. (J. A. Szabó, 1985; 1986).

2.) Definitions of the mixed problems in semi-infinite space and the analytical solution of the equation

Let us consider the mixed problem defined in eq. (1)

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} - D \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + v \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 & x \geq 0, t \geq 0 \\ Q(0, x) &= q_0 & x \geq 0 \\ Q(t, 0) &= q(t) & t \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

where

- $Q = Q(t, x)$ is the solution-to-be of eq. (2)
- $D, v \in \mathbb{R}$, real parameters (diffusion and convection)
- $q_0 (x \geq 0)$ a constant representing the initial condition (i.e. this assumes the constant initial distribution of Q)
- $q(t) (t \geq 0)$ is a known function representing the boundary condition.

In order to simplify eq. (1), let us introduce the transformation:

$$Q(t, x) = U(t, y) \cdot \exp\left\{ \frac{vy}{2\sqrt{D}} - \frac{v^2 t}{4D} \right\} \quad (3)$$

where $y = \frac{x}{\sqrt{D}}$. Then, eq. (2) takes the following form:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} &= 0 & y \geq 0, t \geq 0 \\ U(0, y) &= K(y) & y \geq 0 \\ U(t, 0) &= \phi(t) & t \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

where: $K(y) = q_0 \exp\left\{ -\frac{v}{2\sqrt{D}} y \right\}$; and $\phi(t) = q(t) \cdot \exp\left\{ \frac{v^2 t}{4D} \right\}$.

The solution of a problem of mixed conditions, set in eqs. (4) can be found in a number of textbooks on differential equation, e.g. by Czách

(1969) or Frank (1961), ect. Avoiding the rather cumbersome derivation, we simply present the solution of the problem given by eqs. (4):

$$U(t, y) = U_1(t, y) + U_2(t, y), \text{ where} \tag{5}$$

$$U_1(t, y) = \frac{1}{2\sqrt{\pi t}} \cdot \int_0^\infty K(\xi) \left\{ \exp\left[-\frac{(y-\xi)^2}{4t}\right] - \exp\left[-\frac{(y+\xi)^2}{4t}\right] \right\} d\xi$$

and
$$U_2(t, y) = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^t \phi(\tau) \cdot \exp\left[-\frac{y^2}{4(t-\tau)}\right] \cdot (t-\tau)^{-3/2} d\tau$$

Considering eq. (3), the solution of eq. (2), based on (5) can be written as: $Q(t, x) = Q_1(t, x) + Q_2(t, x)$. Where: (6)

$$Q_1(t, x) = \frac{q_0}{2} \left\{ \left[1 - \Psi\left(\frac{vt-x}{2\sqrt{tD}}\right) \right] - \exp\frac{vx}{D} \cdot \left[1 - \Psi\left(\frac{vt+x}{2\sqrt{tD}}\right) \right] \right\} \tag{6/a}$$

$\Psi(x) := \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^x \exp(-\xi^2) d\xi$ is a Gaussian error function,

$$Q_2(t, x) = \frac{x}{2\sqrt{\pi D}} \cdot \int_0^t q(t-\tau) \cdot \exp\left[-\frac{(x-v\tau)^2}{4D\tau}\right] \cdot \tau^{-3/2} d\tau \tag{6/b}$$

3.) Partical application of the solution

It is obvious from eq. (6) that a computational solution of the problem given by eq. (2) is rather complicated. On the one hand, $\Psi(x)$ cannot be expressed by a closed formula, on the other, observations are usually given in discrete time. Let us see now how the problem can be solved for practical use:

Given the cross-sections at the longitudinal co-ordinate „x“ of the river reach with fixed boundary section at $x_0=0$. It is assumed then that for $x \geq 0$ and $t=0$, $Q(0, x) = q_0$, and that the boundary condition $Q(t, 0) = q(t)$ is given at $x=0$ in equidistant time on the interval $[0, n\Delta t]$. Denote $q_i = q(i\Delta t)$ ($i=1, 2, 3, \dots, n$), and let us assume that $q_i = q(i\Delta t)$, $t \in ((i-1)\Delta t; i\Delta t]$ ($i=1, 2, \dots, n$), i.e. $q(t)$ had been constant up to time $t=0$. All that has to be done now is to transform the effect of q_i to an arbitrary observation

point at $x > 0$, on the basis of eq. (1).

Let us consider the just defined step-function q_i and substitute it into eq. (6/b). Then, for arbitrary $j \in \{0, n\}$

$$Q_2(j\Delta t, x) = \sum_{i=1}^j q_{(j+1-i)} \frac{x}{2\sqrt{\pi D}} \int_{(i-1)\Delta t}^{i\Delta t} \exp\left[-\frac{(x-v\tau)^2}{4D\tau}\right] \tau^{-3/2} d\tau.$$

is obtained.

Denote now for $x \geq 0$ $F(t) = \frac{x}{2\sqrt{\pi D}} \int_0^t \exp\left[-\frac{(x-v\tau)^2}{4D\tau}\right] \tau^{-3/2} d\tau$. Then

$$Q_2(j\Delta t, x) = \sum_{i=1}^j q_{(j+1-i)} [F(i\Delta t) - F((i-1)\Delta t)].$$

Avoiding a lengthy algebraic derivation, it can be easily seen that

$$F(t) = \frac{1}{2} \left\{ \left[1 - \Psi\left(\frac{x-vt}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] + \exp\left(\frac{vx}{D}\right) \left[1 - \Psi\left(\frac{x+vt}{2\sqrt{Dt}}\right) \right] \right\},$$

where $\Psi(x)$ is a Gaussian error function (white noise).

As can be seen from here and from eq. (6/a), the description of $Q = Q_1 + Q_2$ for given t and x is only based on $\Psi(x)$. The integral expression in $\Psi(x)$ cannot be solved in a finite closed form but, using the following algorithm, the exact solution can be approximated as closely as one

wishes. Denote $\xi^2 = y$, then $\Psi(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_0^{x^2} e^{-y} \cdot y^{-1/2} dy$. After N times of partial integration of $\Psi(x)$,

$$\Psi(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{2^i}{\Gamma\left(\frac{2j-1}{2}\right)} \cdot x^{(2i-1)} \cdot e^{-x^2} \right) + \int_0^{x^2} \frac{2^N}{\Gamma\left(\frac{2j-1}{2}\right)} y^{\frac{2N-1}{2}} \cdot e^{-y} dy \right] \text{ is obtained.}$$

Then the following statement is true:

Statement: If $N \rightarrow \infty$ then

$$\Psi(x) \rightarrow \frac{1}{\sqrt{\pi}} \cdot \sum_{i=1}^{\infty} \left(\frac{2^i}{\Gamma\left(\frac{2j-1}{2}\right)} \cdot x^{(2i-1)} \cdot e^{-x^2} \right),$$

which is a convergent numerical series for any given x .

Demonstration is given by Szabó (1988)

Summarizing the above derivations, the solution of problem (2) for given

(fixed) $x \geq 0$ and $j: = j\Delta t$ ($j=1, 2, \dots, n$), is given as

$$Q(j, x) = \frac{q_0}{2} \left\{ \left[1 - \Psi \left(\frac{vj-x}{2\sqrt{JD}} \right) \right] - \exp \frac{vx}{D} \left[1 - \Psi \left(\frac{vj+x}{2\sqrt{JD}} \right) \right] \right\} +$$

$$+ \frac{1}{2} \sum_{i=1}^j q_{(j+1-i)} \left\{ \left[1 - \Psi \left(\frac{x-vi}{2\sqrt{Di}} \right) \right] + \exp \frac{vx}{D} \left[1 - \Psi \left(\frac{x+vi}{2\sqrt{Di}} \right) \right] - \right.$$

$$\left. - \left[1 - \Psi \left(\frac{x-v(i-1)}{2\sqrt{D(i-1)}} \right) \right] + \exp \frac{vx}{D} \left[1 - \Psi \left(\frac{x+v(i-1)}{2\sqrt{D(i-1)}} \right) \right] \right\}$$

4.) Numerical example on the Danube (Budapest-Mohács)

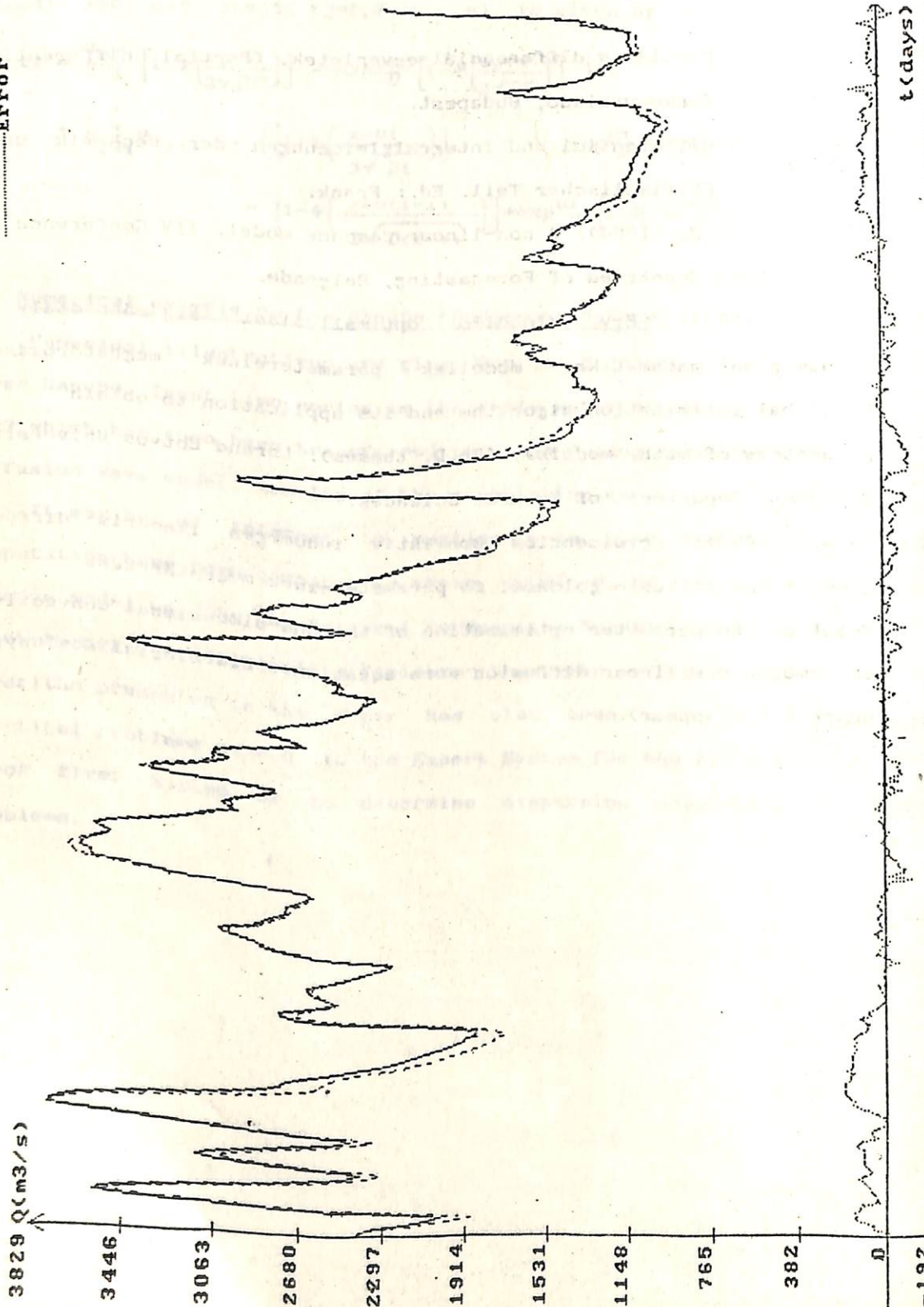
Numerical illustrations are given for the Budapest-Mohács reach of the river Danube. Input time series is the daily water discharge at Budapest in 1983 which has then been transformed into the Mohács cross-section using the diffusion wave model. Results of the computation can be seen in Figure 1.

It may be of interest to mention here that the results of the computation have been compared to those obtained by the discrete linear cascade model used by the National Forecasting Service and they seem to be about 10 per cent better in efficiency than the official forecasts. The algorithm presented in the paper has also been used in solving other practical problems as e.g. in the Expert System for the Flood Control of the Körös River System or to determine dispersion parameters in seepage problems.

Reference:

- Czách, L. (1969): Parciális differenciál-egyenletek, (Partial differential equations). Tankönyvkiadó, Budapest.
- Fank (1961): Die Differential und Integralgleichungen der Mechanik und Physik. II. Physikalischer Teil. Ed.: Frank.
- Szabó, J. A. -Bartha, P. (1986): A non-linear cascade model. XIV Conference of the Danubean Countries of Forecasting, Belgrade.
- Szabó, J. A. (1985): Egy globális optimalizálási eljárásosztály és alkalmazása matematikai modellek paramétereinek meghatározására, (A global optimization algorithm and its application to obtain parameters of math. models), (Ph.D. theses). Lorand Eötvös University. Budapest. Department of Natural Sciences.
- Szabó, J. A. (1988): Egydimenziós konvektív inhomogén lineáris diffúziós egyenlet analitikus megoldása, és paramétereinek meghatározása, (Solution and parameter optimization of the one-dimensional convective non-homogeneous linear diffusion were equation). Hidrológiai Közlemény. Budapest (to appear).

TRANSFORMATION WITH DIFFUSION WAVE MODEL (BUDAPEST-MOHACS 1983)
 $v = 1.00$ $D = .45$ Mean square error = 63.24



Х I У К О Н Ф Е Р Е Н Ц И Я П Р И Д У Н А Й С К И Х
С Т Р А Н П О Г И Д Р О Л О Г И Ч Е С К И М
П Р О Г Н О З А М
1988 г. КИЕВ

Прогнозы максимального уровня половодья реки Задьва
в створе Ястелек

Ирен Сёллени

Среднетисайское Водохозяйственное Управление Сольнок

1. Введение

В статье представлены прогностические модели пикового уровня половодья реки Задьва у створа Ястелек. Необходимость разработки новых моделей была вызвана майским наводком 1985 года. Разработано 8 новых моделей с помощью ЭВМ "IBM":

- 1./ Прогнозы пикового уровня половодья р. Задьва у створа Ястелек, исходя из пиковых значений р. Тарна створ Верпелет.
- 2./ Прогнозы пикового уровня половодья р. Задьва ств. Ястелек, исходя из пиковых значений р. Тарна створ Тарнамера.

В статье рассмотрено, что в зависимости от того, какими данными располагаем в период наводнения, какова будет точность прогноза.

II. Особенности водной системы р. Задья

2.1 Рельеф

Задья располагает водосбором равным $5676,2 \text{ км}^2$, наиболее значительные питающие водотоки: Суха, Херед, Галга, Тарна и Тапко. 4207 км^2 -ый водосбор относящийся к створу Ястелек соединяет в себе водосбор Тарна величиной $2116,4 \text{ км}^2$ и Задья $2090,6 \text{ км}^2$.

Водосбор расчленяется следующим образом: 16% низменность, 35% холмогорье и 50% горы и холмы. Согласно рельефу, прохождение паводков формирующихся из осадков выпавших на водосбор станции Хатван и Тарнамера, очень быстрое, примерно 12-16 часов. А в низовьях, и до низовой части реки паводочные волны распластываются и время прохождения паводков увеличивается. Это объясняется малыми уклонами и влиянием реки Тиссы.

Климат и рельеф маленького водосбора довольно разнообразный. Эта особенность и влияние гидрометеорологических факторов, режим потока делает предельным. В литературе находятся данные расхода для устьевоего сечения, от 250 л/с маловодного периода до $370 \text{ м}^3/\text{с}$ паводочного периода. Рассматривая прошедшие паводки, обязательно надо выделить по высоте пикового уровня следующие: У1/1965, X/1974, I/1979 г. Последний пиковый уровень является Наивысшим за время наблюдения.

Анализируя паводки реки Тарна и Задьва можно выделить следующее:

за последние 10 лет на реке Задьва у створа Ястелек произошло 11 паводков, которые вызвали защитные работы. За этот период не было не одного случая, когда во время прохождения паводка на реке Задьве, на реке Тарна не проходил бы тоже паводок. 6 паводков было вызвано только паводком реки Тарна. В это время, на реке Задьва, выше створа Сентлёринцката, повышение уровня не наблюдалось. В этих случаях пиковый уровень достигал 300-440 см у створа Ястелек.

Из выше названных паводков, 5 раз был такой случай, когда одновременно на двух реках проходил паводок. Тогда пиковые значения у створа Ястелек достигали 400-604 см. Отсюда вытекает вывод, что наивысшие пиковые уровни наблюдаются при одновременном прохождении паводка на двух реках. Значительные паводки, формирующиеся на р. Тарна, почти всегда вызывали защитные мероприятия у створа Ястелек.

Такое расчленение прогностических моделей /см. введение I, 2/ этим объясняется.

2.2 Расположение водомерных постов

В водной системе реки Задьва за прошедшее время произошли большие изменения. С 1977 года начала действовать система ЗТВС, с помощью которой можно непосредственно данные. Другой фактор, влияющий на выбор метода прогноза, расположение водомерных постов. В водной сети р. Задьвы расположение этих постов с точки зрения прогноза, не идеальное.

III. Выбор прогностического метода

3.1 Требования к прогностическим методам

Прогноз должен быть надёжным, и обладать достаточной заблаговременностью. В нашем случае, надёжность содержится в достаточности наблюдений и в их репрезентативности. Учитывая I и 2.1, в анализ были введены паводки 1977-1983 годов. За этот период, в водной системе Задьва, больших воздействий которые оказывали большое влияние на сток, не было.

В связи с тем, чтобы сохранить надёжность прогноза, числом независимых переменных величин, должны ограничиться

$$y = 1,5x, \text{ где}$$

y - зависимая переменная / II паводков /

x - независимая переменная

Для надёжности прогноза необходимо, чтобы актуальные исходные данные были быстро приобретаемы. В мае 1985 года, приобретение данных, к сожалению, оказалось очень сложным. Учитывая, что наблюдение за прохождением паводка, на реке Тарна, с помощью отчёта не затруднено и данные довольно быстро поступают, на этой линии в прогноз были введены эти данные, а не данные системы ЗТЭС. По линии Задьва, передача данных, полученных отсчётом, затруднена. Поэтому, по этой линии в прогноз были введены данные системы ЗТЭС.

Достаточная заблаговременность в нашем случае составляет 1,5-2,0 дня для случая I/I, и 1,0-1,5 дня для случая I/2.

3.2 Метод прогноза

Из нескольких методов прогноза, я применила математическую статистику. Для формирования прогностической модели, анализ линейной регрессии.

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n$$

где a - коэф. регрессии

y - прогнозируемая величина

x - независимая переменная

При расчётах, для каждой расчётной модели мною было вычислено следующие значения: $R = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_n}\right)^2}$

σ - среднеквадратическое отклонение прогнозируемых уровней

R - индекс корреляции

σ_n - среднеквадратическое отклонение действительных уровней

Для характеристики метода прогноза, служит следующая таблица

R	характеристика
0,9	хорошо
0,8	удовлетворительно
0,7	слабо
0,6	неудовлетворительно

Для определения эффективности метода, была применена следующая формула: $\eta = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_n}\right)^2}$

Такое определение η и R рекомендует WMO.

Выделение независимых переменных - их учёт в прогнозе - происходит постепенно.

IV. Прогноз по пиковым значениям створа Берпелет

Предварительный анализ показал, что уровни створов Хатван, Галгамача, Эчег, на пиковое значение рассматриваемого створа почти не влияют. Эти уровни можно учитывать с помощью поста Сентлёринцката и Тарнамера. Поэтому в прогноз были привлечены следующие посты:

Тарна : Берпелет /а/
 Тарнамера /б/
 Задьва : Пасто /в/
 Сентлёринцката /г/
 Ястелек /д/

Может возникнуть 4 основных ситуации

- 1/ Данные всех постов доступны
- 2/ Данные поста г, недоступны
- 3/ Данные поста в, недоступны
- 4/ Данные постов г.и в, недоступны

В дальнейшем мною проанализированы эти ситуации.

4.1 Данные всех постов доступны

Одновременные уровни этих постов, фиксированные в момент пика створа Берпелет, показали тесную связь с пиковым значением створа Ястелек. Расчитав все варианты, в наилучшей модели 64% ошибок находится в пределах 10 см. При наибольших ошибках /23 см и 29 см/ паводочная волна на реке Задьве, ещё не достигла поста Сентлёринцката.

4.2 Данные поста Сентлёринцката недоступны:

Точность прогноза при выпадении этих данных сильно понижается. Это понятно, т.к. данными этого поста учитываем р. Зальву с притоками, по всей длине.

4.3 Данные поста Пасто недоступны:

Недоступность этих данных, большое влияние на точность прогностической модели не оказало. В самой оптимальной модели, значенке средней ошибки и среднеквадратического отклонения немного повысилось.

4.4 Данные поста Сентлёринцката и Пасто недоступны:

При такой ситуации, точность прогностической модели сильно понижилась. Величина средней ошибки, и среднеквадратического отклонения при таком варианте наивысшая.

4.5 Выводы:

Проанализировав прогностические модели выдаваемые при пиковых значениях стока Берпелет для четырех ситуаций, можно отметить следующие:

В наилучшей ситуации /4.1/ рассчитанные параметры полученной модели очень хороши, также, как и результаты проверочных прогнозов. При ситуации 4.3 ошибка прогноза увеличилась, максимальная ошибка довольно большая / 36 см. /. для практики эта модель также применима.

Модели 4.3 и 4.4 естественно обладают наилучшими параметрами. Но как показывает значение T , практическое применение этих моделей можно рекомендовать, т.к. более 60% выдаваемых прогнозов с помощью этими моделями, надёжны.

Сводная таблица № I

модель	средняя	С	макс.	Z	R
	ошибка		ошибка		
/1/	/2/	/3/	/4/	/5/	/6/
4.1	10.7	13.4	29	0.987	0.9889
4.2	19.4	25.4	45	0.962	0.965
4.3	14.8	18.9	36	0.975	0.977
4.4	21.0	24.8	46	0.957	0.961

У. Прогноз по пиковым значениям стоера Гарнамера

По принципам главы IV, также провела расчёты для главы У.

Сводная таблица № 2

/1/	/2/	/3/	/4/	/5/	/6/
5.1	10.4	12.9	27.6	0.986	0.988
5.2	16.0	20.7	42.6	0.971	0.974
5.3	11.7	16.0	35.0	0.982	0.984
5.4	21.4	23.8	40.7	0.961	0.963

Из 4-х разработанных моделей в главе У, модели 5.1 и 5.3 практически уточнили прогноз выданный во время прохождения пика в стоере Берпелет. При разработке 5.2 из рассчитанных моделей две обладали почти одинаковыми параметрами. Из них, мною была выбрана та, при расчёте которой используется меньше переменных, и в данном случае максимальная ошибка меньше.

Значение модели 5.4 состоит в том, что при тех же условиях как и 4.4, значительно снижает максимальную ошибку/св. таб. №2/ Все 4 модели У-ой главы, хорошо подтверждают или уточняют раньше выданные прогнозы.

Заключение

Цель работы была, проанализировать, что в зависимости доступности некоторых данных, с какой точностью и надёжностью можно выдать прогноз пикового уровня для створа Ястелек.

В сводной таблице I : 2 представлены параметры разработанных прогностических моделей. Сравнивая модели одинаковых условий можно сделать выводы:

1/ При доступности всех данных, модель 5.1 хорошо уточняет модель 4.1 :Значение средней ошибки, σ и максимальной ошибки, меньше, чем в модели 4.1 .Эти уменьшения на τ и R особенно не влияют.Прогноз выдаваемый с помощью 5.1 уточняет прогноз 4.1.

2/ При недоступности данных Сентлёринската: Модель 5.2 с точки зрения практики, значительно уточняет прогноз выданный с помощью 4.2. Значение средней ошибки, σ и максимальной ошибки ниже чем в модели 4.2, τ и R повысилась. Применение модели 5.2 в практике обязательно рекомендуется, т.к. эта модель значительно уточняет результат прогноза.

3/ При недоступности данных Пасто: Прогнозы выданные с помощью модели 5.3 уточняют прогноз 4.3. При этой ситуации рекомендация та же как и в предыдущем абзаце.

4/При недоступности данных Сентлёринцката и Пасто:
Прогноз выданный с помощью модели 5.4 в значительной мере
не изменяет заранее выданный прогноз 4.4. Надёжность оба
прогноза практически одинакова. Применение модели 5.4 можно
рекомендовать с целью проверки.

ВПриложении показаны несколько примеров проверочных прогнозов.
Результаты хорошо подтверждают выводы и заключения главы IV
и V.

Сольнок апрель 1988 года

Сёллеш Ирен
Сёллеш Ирен

Проверочные прогнозы

Пример № 1

Пиковый уровень в створе Верпелет: 270 см

Дата : 2/1 1982 г.

№ модели	Прогнозируемый	Действительный
	уровень см	уровень см
4.1	394 +- 10	398
4.2	381 +- 20	398
4.3	385 +- 15	398
4.4	383 +- 20	398

Пример № 2

пиковый уровень в створе Верпелет: 320 см

Дата : 28/01 1979 г.

4.1	599 +- 10	606
4.2	585 +- 20	606
4.3	586 +- 15	606
4.4	579 +- 20	606

Пример № 1

пиковый уровень в створе Тарнамера : 374 см

Дата : 3/01 1982 г.

№ модели	Прогнозированный	Действительный
	уровень см	уровень см
5.1	396 +- 10	398
5.2	405 +- 15	398
5.3	398 +- 10	398
5.4	410 +- 20	398

Пример № 2

пиковый уровень в створе Тарнамера : 457 см

Дата : 29/01 1979 г.

5.1	601 +- 10	606
5.2	595 +- 15	606
5.3	600 +- 10	606
5.4	585 +- 20	606

Juttatás

- 1./ Az Országos Vízellátó Szolgálatnál rendelkezésre álló Előre -
jelzési Módszerek és Segédletek Fontosabb Adatai

/VITUKI 1977./

- 2./ Nováki B.: Egynapos előrejelzés a Zagyva-Jásztelek szelvényre

/KÖTIVIZIG 1985. kézirat/

- 3./ Kovács S.-Tóthné Sz.É.: Folyamatos előrejelzés a Zagyva -
Jásztelek szelvényre

/KÖTIVIZIG 1985. kézirat/

- 4./ Reiman - V.Nagy.:

Hidrológiai statisztika

/Tankönyvkiadó Budapest 1984./

LONG-TERM FORECAST OF MONTHLY MEAN MINIMUM AND
GUARANTEED MINIMUM WATER LEVELS AND DISCHARGES

Károly BODY, Water Resources Development Research Centre,
(VITUKI), P.O. Box 92, Budapest, H-1453, Hungary

ABSTRACT

A survey of factors determining low flow conditions is made together with the assessment of forecasting capabilities. An exponential retention curve was determined for the estimation of base flow hydrograph. Having short term forecasts of discharge and assuming no rain during the consequent periods of time, discharges are calculated for the consequent periods of time, discharges are calculated for the whole period of depletion. Applying multivariable linear regression water levels/discharges are predicted one month ahead using medium and long term meteorological forecasts on the basis of predicted precipitation amounts. Regression coefficients, multivariable correlation coefficients and error functions are calculated on the way of the realization of the suggested scheme. The use for forecasting techniques is illustrated on a number of examples.

KEY WORDS

Low flow, period of medium flow; exponential retention curve; multi variable regression, forecast of water levels and discharges; precipitation.

INTRODUCTION

The flow of a stream is determined by three main factors (WMO, 1974):

- the effect of rainfall or snowmelt or their combination on the flow
- the resources of ground water and
- the rate of retention of the initial groundwater resources.

Most of the rivers have a well expressed seasonal regime. The periods of floods caused by extensive rainfall or by the melting of the accumulated snow are followed by dry or cold periods of low flow. There is a great variety of techniques for the short term forecast of river flow (WMO, 1974) and many of them are used in the practice of hydrological services (VITUKI, 1959; Bartha) and (Szöllősy-Nagy, 1978).

The possibilities for the long term forecasting of river flow are the best under climatic conditions where precipitation falling during the low flow period does not effect significantly flow-conditions i.e. only/factors — within the basin (ground water resources, snow) govern the flow.

The seasonal regime of flow can be followed in the Danube Basin as well, though the great variability of precipitation and temperature within each season causes certain limitations for the long-term hydrological forecasting. Long term meteorological forecasts are very uncertain, so two ways remain to start with:

- we may rely on the climatological forecasts for a limited lead time (in our case one month ahead) or our forecast may be based on values of precipitation of a certain probability. (Problems of snowmelt forecasts are not tackled here.)
- an assumption can be made about the absence, of surface flow during the period of forecasting.

The first case is suitable to predict mean or minimal (water level) flow for a certain station. The result in the second case is a retention curve.

FORECASTING OF MONTHLY MEAN AND MINIMUM WATER LEVELS/DISCHARGES FOR THE DANUBE-STATION: BUDAPEST USING EXPECTED (ASSUMED) VALUES OF PRECIPITATION

The method of regression analysis is applied. Hydrological elements and the monthly sums of precipitation for the drainage area of Danube-Bratislava were used as independent variables. Monthly data for the period 1951-1983 were considered. The groups of variables were analysed and the weights of integrated main components calculated (Sváb, 1979). On the information content of relationships we judged using the method of main components. Only those independent variables were taken into consideration which had a significant effect on the result of forecasting. The following equations were received for the Danube, Station Budapest to forecast monthly mean \bar{H}_i , cm and minimum $H_{i(\min)}$ stages:

$$\bar{H}_i = A_1(i) \cdot P_i + B_1(i) \cdot H_{i-1}(u) + C_1(i) \cdot \bar{Q}_{i-1} + D_1(i) \cdot H_{i-1}(\min) + E_1(i) \quad (1)$$

$$H_{i(\min)} = A_2(i) \cdot P_i + B_2(i) \cdot H_{i-1}(u) + C_2(i) \cdot \bar{Q}_{i-1} + D_1(i) \cdot H_{i-1}(\min) + E_1(i) \quad (2)$$

where P_i monthly sum of precipitation for the drainage basin Danube-Bratislava mm;

Q flow rate $m^3 s^{-1}$;

i number of month

(u) subscript noting the last day of the month

(min) subscript noting minimum value of the month.
A, B, C, D regression coefficients and E constant.

Equations of similar structure were received for flow rate values \bar{Q}_i and $\bar{Q}_i(\text{min})$. Coefficients A, B, C and D and constant E had different from those in stage equation values. It is also noted that this type of relationships for H and Q were elaborated for a number of gauges in the section Nagymaros-Mohacs, however because of lack of space results only for station Budapest are given here. Coefficients, constant (autocorrelation), multiple correlation coefficient and mean error of calculation for water level forecast equations for Budapest are given in Tables 1 and 2.

Table 1. Monthly mean water levels, H₁ Danube-Budapest

Month	Coefficients				Const. E ₁	Correlation coefficients		Mean error of estimation cm
	A ₁	B ₁	C ₁	D ₁		Ra	R	
	1	0.923	0.423	0.029				
2	1.124	0.458	0.010	0.221	40	0.368	0.680	65
3	1.573	0.369	-0.008	0.323	57	0.465	0.823	52
4	0.684	0.459	0.016	0.140	78	0.603	0.863	44
5	0.720	0.486	0.000	0.194	74	0.704	0.352	43
6	0.547	0.405	0.068	-0.134	-4	0.830	0.874	46
7	1.348	0.538	0.008	0.053	-58	0.513	0.854	59
8	1.044	0.374	-0.008	0.373	-27	0.639	0.924	38
9	0.906	0.402	0.036	-0.170	8	0.736	0.909	27
10	1.077	0.453	-0.024	0.539	-11	0.441	0.913	32
11	1.050	0.443	-0.003	0.385	-15	0.632	0.923	30
12	1.133	0.453	0.033	0.136	-34	0.743	0.889	44

Table 2. Monthly minimum water levels, $H_i(\text{min})$
Danube-Budapest

Month	Coefficients				Const. E_2	Correlation coefficients		Mean error of estimation cm
	A_2	B_2	C_2	D_2		R_a	R	
1	0.277	0.352	0.011	0.255	- 2	0.736	0.897	31
2	0.274	0.477	0.004	0.127	29	0.469	0.843	34
3	0.892	0.332	0.008	0.261	4	0.483	0.855	33
4	0.515	0.472	0.001	0.268	17	0.461	0.878	40
5	0.454	0.447	-0.005	0.318	19	0.739	0.878	34
6	0.317	0.419	0.066	0.110	- 42	0.778	0.910	37
7	0.898	0.680	-0.006	0.143	-108	0.656	0.863	50
8	0.675	0.286	0.009	0.137	-14	0.686	0.922	28
9	0.667	0.109	0.013	0.247	4	0.795	0.903	20
10	0.601	0.156	0.002	0.450	- 2	0.642	0.878	24
11	0.540	0.310	-0.018	0.766	- 36	0.810	0.938	23
12	0.765	0.432	0.009	0.153	- 20	0.739	0.909	28

The applicability of forecast relations was tested on an independent data set. Results for the 12 months of 1984 are given in Table 3, while observed sums of precipitation were taken in computations.

Table 3. Predicted monthly water levels, 1984

(Observed monthly precipitation is taken as predictor)

Month	Monthly mean \bar{H}_i cm			Monthly minimum $H_{i(\min)}$ cm		
	Predicted	Observed	Error	Predicted	Observed	Error
1	234	182	52	149	136	13
2	233	193	40	144	132	12
3	215	176	39	145	151	- 6
5	272	285	-13	202	234	-32
5	323	311	12	247	202	45
6	341	327	14	286	283	3
7	312	275	37	230	193	36
8	242	254	-12	184	177	7
9	283	288	- 5	193	166	27
10	254	259	- 5	166	155	11
11	156	141	15	112	108	4
12	143	139	4	125	144	11

THE RETENTION OF SUBSURFACE WATER RESOURCES

An assumption was taken into consideration, namely, the falling limb of flood wave hydrographs can be divided into two characteristic phase:

- phase of surface and interflow (including period of concentration on the surface of the catchment a channel routing)
- phase of groundwater supply

The phase where groundwater supply is predominant is characterised with an exponential curve fitted to the

logarithm of the hydrograph (WMO, 1974) and the two phases can be separated with the help of the turning point on this (logarithmical) hydrograph (Rödy, Böröcz and Hirling, 1971). Subsurface supply can be approximated with the following equation

$$\ln Q = A + B.e^{-ct} \quad (3)$$

where, A, B, C constants and t unit of time. In case of equation (3) there is a linear relationship between $\ln Q$ and its derivate $\ln'Q$ and so A and C can be obtained:

$$\ln Q = A + B.e^{-ct}$$

$$\ln'Q = -B.C.e^{-ct}$$

$$C(\ln Q - A) + \ln'Q = 0$$

$$\ln Q = -C \ln Q + A.C$$

but $\ln'Q = m \ln Q + b$

where $m = -C; \quad b = AC$

$$C = -m \quad (4)$$

$$A = -\frac{b}{m} \quad (5)$$

(Remark that in case when $-b/m$ greatly differs from the observed $\ln Q_{\min}$ in the given cross section, then the latest is exepcted. Further comments follow below)

RETENTION CURVE FOR THE DANUBE-BUDAPEST

Logarithms of daily flow rates of cross section Budapest and daily sums of precipitation for drainage basin Danube-Bratislava were analyzed for the period 1964-1983. Points were selected in the second phase of the falling limb using the position of turning points or assumed concentra-

tion and routing times if there were no well expressed points. Characteristic retention lines were marked and inclination ($\ln'Q$) was calculated for $\ln Q$, $t=1$ month hydrograph in logarithmic scale for Budapest and precipitation values for the drainage basin Danube-Bratislava are shown on Figure 1.

The correlation between $\ln'Q$ values was established on the plot of the values. A regression line was estimated

$$\ln'Q = -0.736 \ln Q + 1.011 \quad (6)$$

This equation results the changes of $\ln Q$ for 1 month, and the integration of differential equation (6) yields the retention curve. Solving the equation for $\ln Q$ and putting lower and upper limits

$$\ln Q = \ln Q_{\min} + (\ln Q_{\max} - \ln Q_{\min}) e^{-0.736t} \quad (7)$$

or

$$\ln Q = \ln Q_{\min} + B \cdot e^{-0.736t} \quad (8)$$

where $B = \ln Q_{\max} - \ln Q_{\min}$, t in months (value B depends on the magnitude of Q at time $t=0$)

Expressing equation (8) for Q

$$Q = Q_{\min} \cdot e^{-B e^{-0.736t}} \quad (9)$$

Equation (9) is in double-exponential form which proves, that the logarithmic hydrograph of the given cross section can be exponentially approximated. $\ln Q_{\max}$ can be taken arbitrarily for equation (7). So the assumed maximum flow rate for Budapest $Q_{\max} = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$, $\ln Q_{\max} = 9.105$. Instead of $A = -b/m$ derived from equation (5) $\ln Q_{\min}$ was

taken as the 100 year low flow based on the calculation from the period of observation 1951-1983. $Q_{\min} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$; $\ln Q_{\min} = 6.363$, which results the retention curve for Danube-Budapest

$$\ln Q = 6.363 + B e^{-0.736t} \quad (10)$$

where $B = \ln Q_{\max} - \ln Q_{\min} = 2.742$

Equation (10) can be utilized as a forecast relation after the appearance of the turning point on the falling limb of the logarithmic hydrograph or in the period when no surface water supply is assumed. The observed hydrograph is extrapolated through equation (10) using the current value of $\ln Q$. For practical use values t day; $\ln Q$; $Q \text{ m}^3/\text{s}$; $H \text{ cm}$ can be tabulated. Retention curve is shown on Figure 2.

This technique enables the forecasting of flow and stages for the whole period of falling stages, assuming that no rainfall or snowmelt induced floods will occur during the period of the lead time. After a new flood period a new extrapolation can be issued if the turning point is reached. The accuracy of forecasts is around ± 10 per cent in terms of discharges. Certain conditions are to be met to use equation (10):

- extrapolation can be made only in the second phase of the falling limb;
- the magnitude of the falling limb should reach $2/3$ of the rise and the amount of precipitation or snowmelt must remain below 5 mm;
- the falling limb is parallel with the calculated retention curve (at Budapest this stage starts 7-10 days after the passing of the peak of the flood wave);
- this technique is mostly applicable between July-December and during the winter if long periods of cold weather is expected.

The forecast based on the retention curve and issued on 19 Sept, 1985 is shown on Figure 3.

Good results can be obtained for the whole Nagymaros-Mohacs reach with the retention curve of Budapest if rating curves for different cross sections are used. Though more precise water level values can be calculated using the following values of exponent: Nagymaros 0.530; Dunaújváros 0.507 and Mohacs 0.764.

CONCLUSION

Two methods of long term low flow forecasting are presented: (i) a regression technique with assuming forecasted precipitation values of different probability as input using equation (1,2) to calculate monthly mean and minimum flow/stages. (ii) The intensity of the depletion of ground water supply is determined and the retention curve (10) is used to forecast flow/stages for the whole length of the falling limb assuming no rain or snowmelt during the period of lead time.

ACKNOWLEDGEMENT

The author of the paper expresses his sincere thanks to Mr János Szabó, Mathematician, Research Associate of VITUKI for preparing computer programs for the present study.

REFERENCES

- Bartha, P. - Szöllősi-Nagy, A., (1978) Konceptió a vízrajzi fejlesztés programjához, VITUKI témabeszámoló.
- Bálint, G. - Iritz, L., (1980) Lineáris modell a Felső-Tisza Kisvizi készletének előrejelzésére, VITUKI témabeszámoló.
- Body, K. - Böröcz, I. és Hirling, Gy. (1971) Kisvízhozamok előrejelzése a Tiszán, VITUKI témabeszámoló.
- Hankó, Z., (1985) Többszörös lineáris regressziós összefüggés változói közötti kapcsolat minősítése, Vízügyi Közlemények, LXVII. évf. 2. füzet, Budapest
- Sváb, J., (1979) Többváltozós módszerek a biometriában, Mezőgazdasági Kiadó, Budapest.
- Szesztay, K., (1966) Kisvizi vízálláselőrejelzés a Duna vaskapui szakaszán (I. és II. rész) VITUKI témabeszámoló.
- VITUKI, (1959) Tanulmányok és kutatási eredmények 6.sz. A Duna vízjárásának előrejelzése (összeállította: Szesztay, K.).
- WMO, (1974) Guide to Hydrological Practices, WMO, N°168.TP.83. Geneve.
- Zsuffa, I., (1957) Hosszúidejű előrejelzés a Sajó és a Hernád vízgyűjtőjén. VITUKI témabeszámoló.

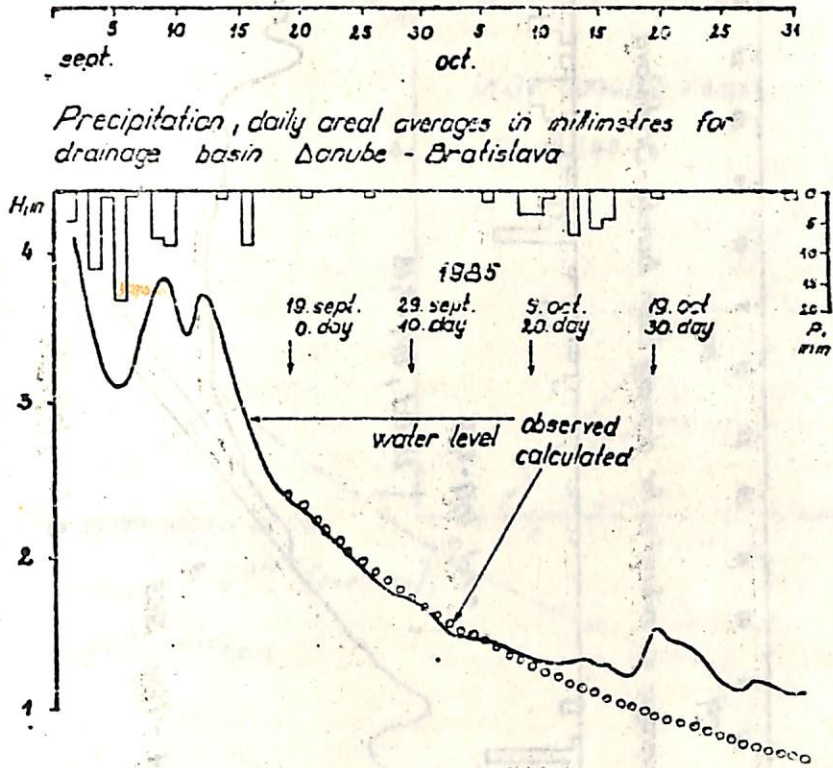


Fig.3. Low water forecasting, Danube-Budapest

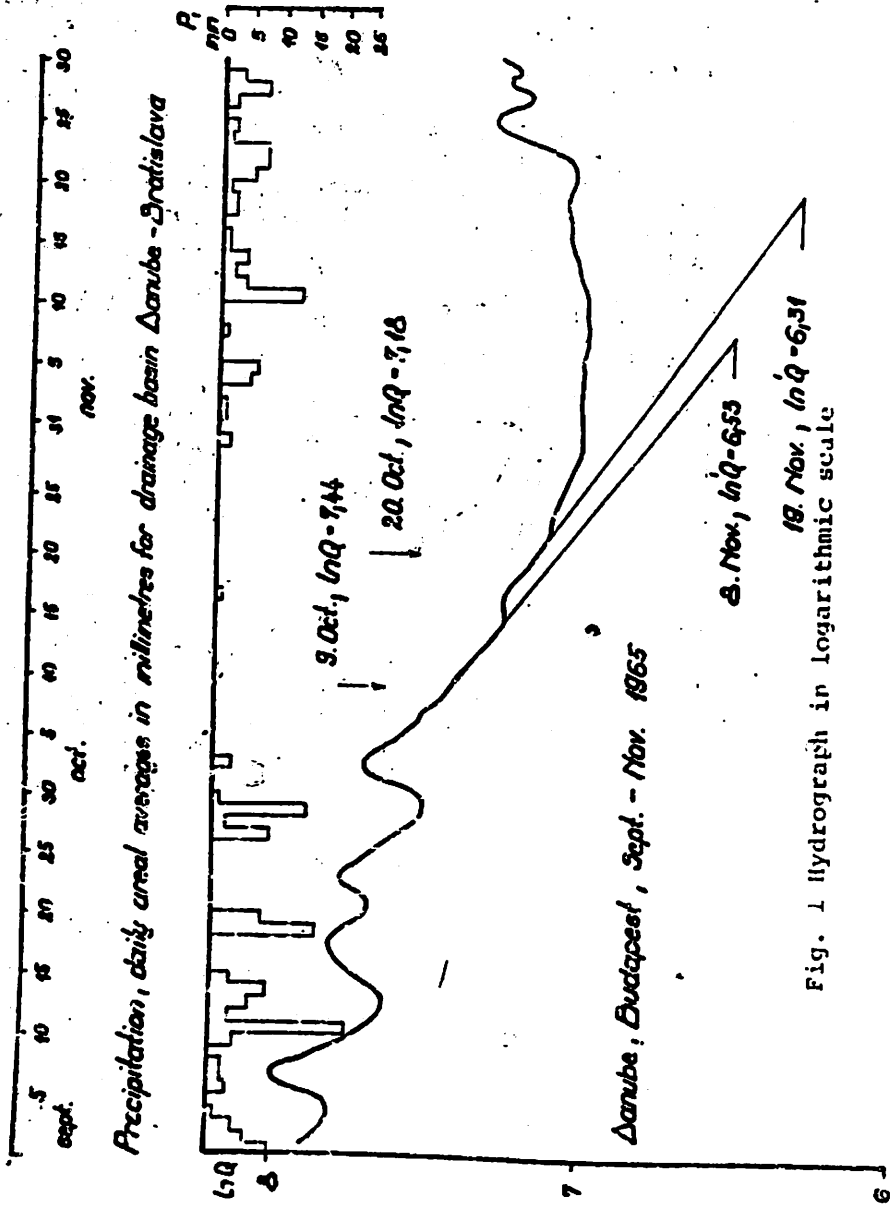


Fig. 1 Hydrograph in logarithmic scale

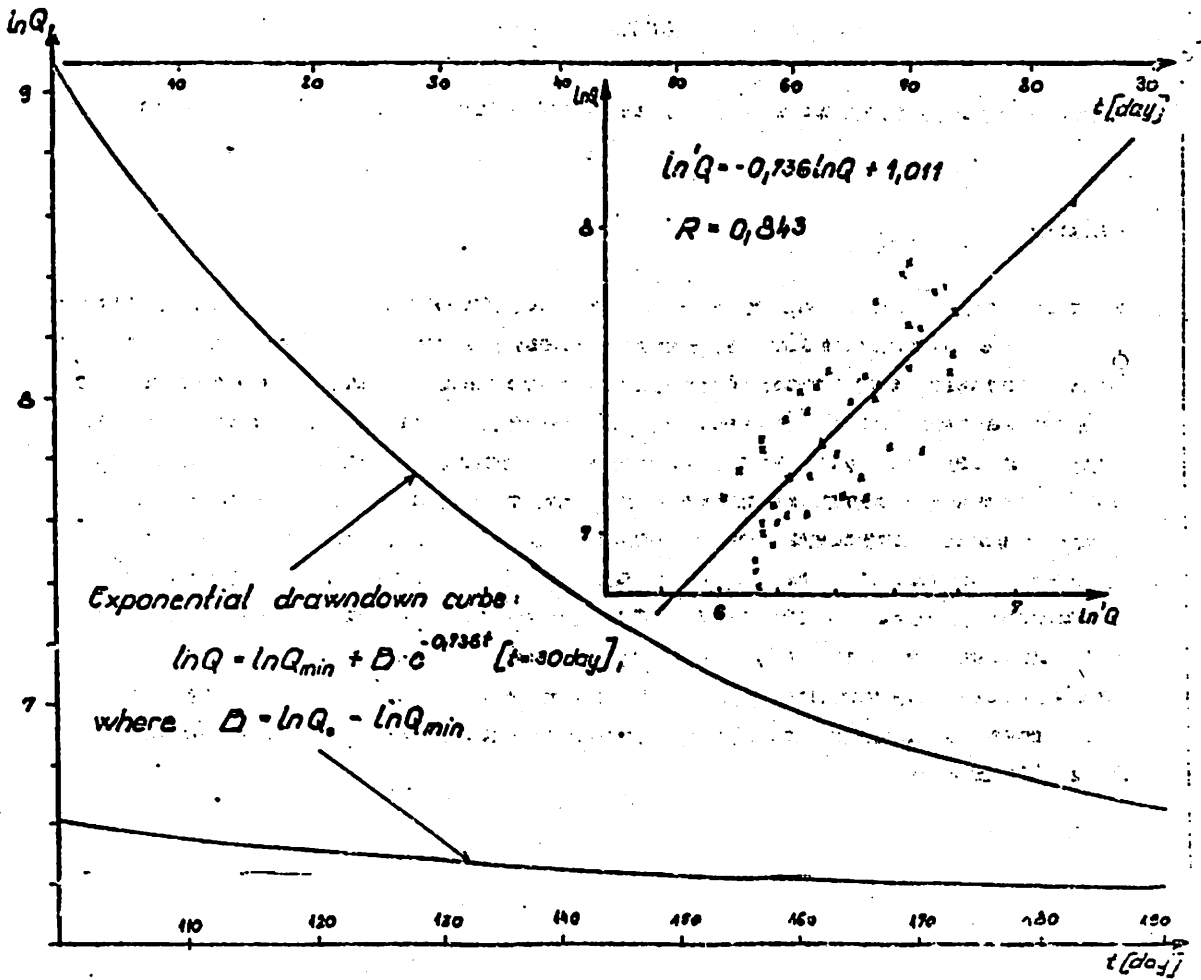


Fig. 2. Exponential retention curve, Danube-Budapest 1964-1983

Одно и квазидвухмерное моделирование русловых процессов

БОГНАР Шандор

Научно-исследовательский центр водного хозяйства /ВИТУКИ/, Будапешт

Резюме

Возрастающее число гидротехнических сооружений и других антропогенных деятельностей вызывают интерес специалистов к математическому моделированию и прогнозу формирования речных русел. Эти модели основаны на решении динамических уравнений и уравнений неразрывности жидкой и твердой фаз воды. Одномерные модели способны давать только осредненные величины изменения, отметки дна в каждом расчетном поперечнике. Квазидвухмерные модели, используя удобства одномерных моделей, способны вычислять не только продольные, но и поперечные изменения русла. В данной работе дается краткое описание одно и квазидвухмерных моделей, затем приводятся результаты для простейших случаев /изменение русла при подпоре и в окрестности карьера/, в заключении приводится применение морфологической модели на реке Раба /Венгрия/.

ONE AND QUASI-TWO DIMENSIONAL MORPHOLOGICAL FORECASTING IN RIVERS

Sándor BOGNÁR

Research Centre for Water Resources (VITUKI II/1)
Institute for Hydraulics, Dept. for Numerical Hydraulics

Address: 1095 Budapest Kvassay Jenő ut 1. HUNGARY

SUMMARY: The paper presents one- and quasi-2D morphological models which were developed in VITUKI in order to predict river bed changes due to human interventions and during natural conditions. The developed quasi-2D morphological and transport model "QUATHORT" is able to predict not only the longitudinal but also the transversal distributions of sediments deposited on or eroded from the river bed.

Keywords: flow and sediment routing, separate solution, decomposition of the unsteady hydrograph, subchannel approach.

INTRODUCTION

Real mathematical modelling of morphological processes should be based on the 3D flow and sediment transport equations. Due to the limited capacity of computers 3D or 2D models (nowadays) are not able to solve practical problems in large (several hundred kilometers long river) systems-LRS, however existing models can be efficiently used to solve local, small scale problems.

Limits and drawbacks of traditional 1D models are also well known, however recently only these models can be applied for simulation of long term river bed variation in LRS. The "stream-tube" or "subchannel" approach extends the possibilities of the 1D morphological models thus not only the longitudinal but also the transversal distribution of sediments (bed- and suspended loads) and river bed changes can be computed.

Beginning with the 1D morphological methods and models a literatural overview was done and the selected models were applied and tested. Based on this overview analysis of different methods and continous developments have been done. In the following tables we tried to give an impression about the features of different models (not referring all of them) and the developments which were carried out in the VITUKI.

Name	Flow		Transport		Bend	Arm.	Tr.	e.t.c
	St.	Ust.	An.	Num.				
MOBED		*	*			*		
FLUVIAL		*	*		*		*1	
HEC		*	*					
IALFLUVIAL	*		*			*		b.e.

Developments at VITUKI : "QUATMORT"

Name	Flow		Transport		Bend	Arm.	Tr.	e.t.c
	St.	Ust.	An.	Num.				
1980	y, m.	*	*					
1984		*	*					
1985	*	*	*				*2	
1986/1		*	*				*3	
1986/2	*	*	*	*			*3	1.
1987		*	*	*	*	*	*3	1., tu.
1988		*	*	*	*	*	*4	1., tu.

Notations: St. : steady state gradually varying flow;
 Ust. : unsteady flow (usually eqs of Saint Venant);
 An. : analitical or empirical formulas;
 Num. : numerical solution of Eq.2a.;
 Bend : effect of river bends;
 Arm. : effect of armouring and sorting;
 Tr. : extension to the transversal direction;
 b.e. : bank erosion;
 t.u. : turbulence, extension to the y-direction
 y.m. : averaged year mean discharge;
 1. : solution in looped network;
 1 : critical tractive force method;
 2 : critical velocity method;
 3 : subchannel or stream-tube method;
 4 : +-transversal distribution of concentrations.

GOVERNING EQUATIONS OF 1D MORPHOLOGICAL PROCESSES

One-dimensional morphological models are based on the numerical solution of continuity and dynamic equations of flow and sediment where the dependent variables are the flow depth-h(x,t) or the free surface elevation-Z(x,t), the averaged flow velocity-u(x,t), the sediment transport rate-Qs(x,t) or the concentration-C(x,t) and the bed elevation-Zb(x,t). The four basic equations are as follows:

	FLOW	SEDIMENT
Dynamic	$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{1}{2g} \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + S_f = q \dots (1)$	$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} D \frac{\partial C}{\partial x} - \phi_d + \phi_s \dots (2a)$ $Q_s = f(u, h, S, d_i \dots) \dots (2b)$
Continuity	$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \dots (3)$	$(1-\lambda) \frac{\partial Q_s}{\partial x} + \frac{\partial Z_b}{\partial t} = q_s \dots (4)$

where, Q-flow rate, A-wetted area, Sf-friction term, q-lateral inflow, D-dispersion coefficient, φs and φd-source and sink terms, S-free surface slope; di-particle diameter, slope qs-lateral inflow of sediments, λ-porosity.

NUMERICAL SOLUTION OF THE GOVERNING EQUATIONS

The set of differential equations links four unknowns functions with the two independent variables, space x and time t . The system of equations is a nonlinear partial differential system which describes the unsteady phenomena of flow and sediment transport, as well as the bottom profile evolution in a river. Two approaches are currently known for solving the complete system of these differential equations. In one approach the equations are solved simultaneously for each time step. Such method was first applied by de Vries [1977]. The second approach is known as the separation of liquid and solid phase equations. The flow and bottom phenomena have different time scales therefore it is obvious that the first method is much more time consuming than the second one (due to the use of time step which satisfies the flow stability criterias, usually Δt may be taken from several seconds up to several hours during which the bed changes may not be significant affecting the flow parameters), but in spite of this drawback in the zone of rapid changes of flow patterns usually this method is used. The separate solution effectively can be used for long term river bed forecasting but often neglected stability criterias have to be satisfied [8,10] (celerity of the river bed perturbances $c \neq \Delta x / \Delta t$).

For long term simulation of river bed variations further simplifications of the governing equations can be done, namely the flow can be assumed to be steady state gradually varying. In this case the flow parameters are computed by the standard step method and the sediment load rates are determined by the most suitable transport formula [8,4]. The unsteady flow hydrograph is decomposed into steady state intervals, as demonstrated in Fig.1, for which the steady flow parameters are computed. It has to be emphasized that for long (several hundred kilometers) river reaches the steady flow approach may result erroneous river bed forecast. In this cases the unsteady flow phenomena may play important role, which is not taken into account in several (overviewed) models.

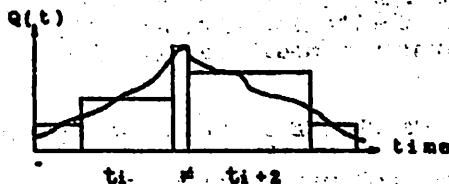


Fig.1. Decomposition of the flood hydrograph

For the numerical solution, the partial derivatives are approximated with finite-differences, where the Preissmann 4-points implicit finite difference scheme was used. The resulted system of linearized equations for Eq.1. and Eq.3. is solved by the iterative double-sweep method. Several transport methods have also been investigated, applied and developed during these years among which the implicit finite-difference method was selected. Thus, Eq.3a. discretized with a 6-points implicit finite-difference scheme and the resulted system of algebraic equations were also solved by the double-sweep method. The elaborated transport model was calibrated on analytical solutions and the effect of numerical diffusion also has been investigated [4]. One of these test runs can be seen in Fig.2. For the elimination of the effects of numerical diffusion a new approach was applied, namely the application of the moving (Lagrangian) coordinate system. In spite of the advantages, this model is not suggested for practical use because the continuous tracing of the

characteristic lines and finally this method needs further interpolations, when the characteristic lines are between two computational points.

Depending on the available sediment field data, the sediment transport rate can be determined by the most suitable transport formula which is demonstrated in general view in Eq.2b. For this purpose several transport formula have been investigated among which the Engelund-Fredsoe method is suggested for sand bed and the Stelczer method for gravel bed rivers. When sediment transport rate is to be calculated in river with non-homogenous bed material the Einstein procedure with the modified sheltering factor [9] or the Mayer-Peter formula with the Egiazarov's modification [11] are preferred.

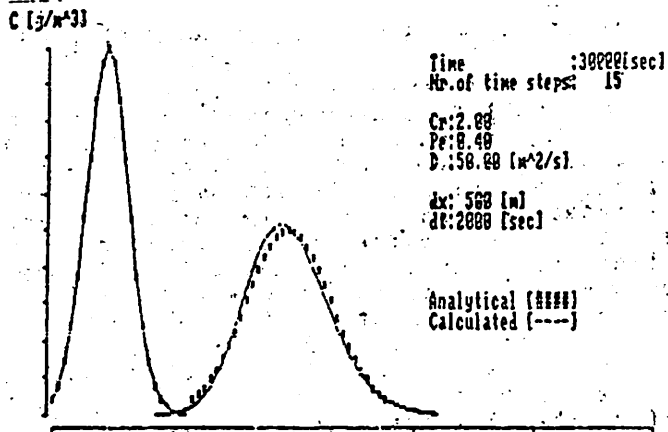


Figure 2. Calibration of the transport model

APPLICATION OF THE 1D MODEL TO REGULAR CHANNELS

The developed mathematical model was first tested on a numerical example given by Chen et al [1975]. He presents the numerical model for computing the aggradation in a unit-width reservoir. The computation was carried out with different time and space increments. The fit was fairly good and the difference scheme is stable for various values of Δt and Δx . Results of this test run can be found in Refs.[2]. The sediment transport rate in all the below demonstrated test example is calculated by formula given in the Chens's et al example Refs.[7].

Effect of Dredging on River Bed. The river bed of natural channels often has to be dredged for navigational or industrial purposes. This intervention disturbs the quasi-equilibrium state of river bed and significant changes may occur both in hydraulic and transport parameters. Due to sudden changes in water depths at the upper and lower limits of dredging, both phenomena backwater and drawdown simultaneously take place, which complicate

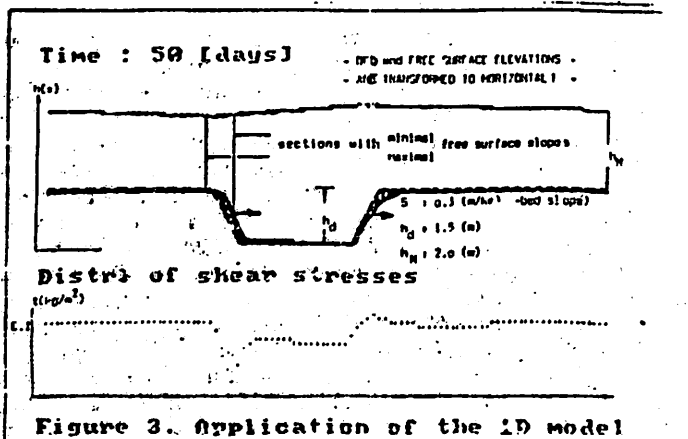


Figure 3. Application of the 1D model

further the study of the problem. Significant changes may occur in parameters which characterize the sediment transport. Removal of the upper layer of the river bed may disturb the armoured surface formed during the low and medium flow periods, and the underlying layers of the river bed may take part in sediment transport.

Initial bed and free surface profiles and initial data are presented in Fig. (3). Most intensive changes took place at the upper limit of dredging at the beginning of simulation where a drawdown was formed. Backwater profile was formed below the lower limit of dredging, where the bed material scoured from the upper end of dredging was deposited. Significant erosion of the river bed at the lower limit dredging was occurred at the beginning of simulation. With time the intensity of the bed changes was decreased, but the river bed was not in the state of rest at the end of simulation. The river bed gradually eroded in the upstream direction from the upper limit, and in the downstream direction from the lower limit of dredging. The free-surface profile, except in the upper parts in dredged river reach, was decreased in comparison with the initial state

Effect of Unsteady Flow on River Bed. The effect of flood wave on the bed of the 100 m wide channel was analyzed in this example. Sequence of sudden changes in water depth and discharge are identified for an operating reservoir with resulting flood waves passing along the channel. The relatively clear water, released from the reservoir, carries practically no bed load. Consequently, the scour of the channel may be expected downstream of the dam or weir. These changes affect significantly the river bed elevation. As it is known from experience, the largest changes take place during the peak flow when also the largest velocities occur.

Rapid changes with decreasing tendency can be seen in the upstream part of the reach, see Fig. (4). The bed is scoured during the rising limb of flood waves while the opposite was the case during the falling limb, when sediments were deposited along the downstream part of the reach. The effect of erosion on the water depths in the upstream section also can be seen in Fig. (4).

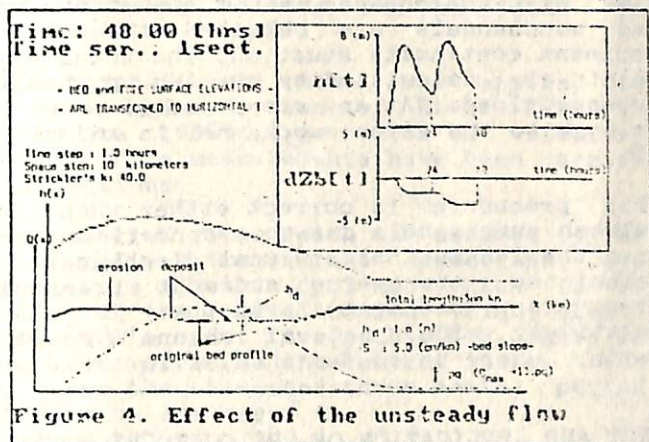


Figure 4. Effect of the unsteady flow

DESCRIPTION OF THE QUATMORT MODEL

The quasi-2D morphological and transport model-QUATMORT, is based on the separate solution of dynamic and continuity equations of flow and sediment motion (flow model can be applied in looped channel networks). The computation at a reference section requires the cross-sectional geometry and the transverse distribution of longitudinal depth-averaged velocity. Based on these data at each section the integral curve of discharge ($\int qdB$) has to be calculated, then the channel is divided into subchannels conveying equal discharges. The number of subchannels is to be selected in such a manner, that transversal irregularities of the investigated river (e.g. significant changes either in bed elevations or in characteristic grain sizes etc.) could be taken into account. Having the subchannel parameters the sediment transport rates or the concentrations of pollutants are computed in each streamtube.

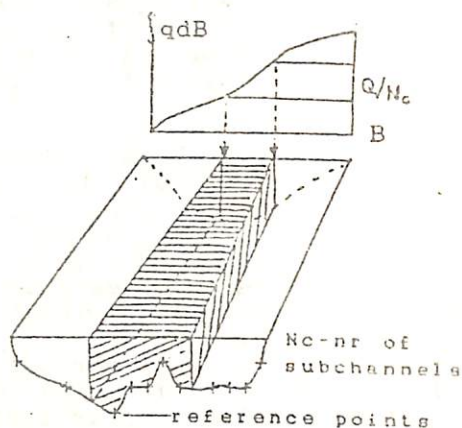


Figure 5. The subchannel method

In the case of a mixing or a pollution problem the concentration distributions are calculated in three steps at each time interval: (1) convection along each stream tube, (2) transverse mixing between tubes, (3) longitudinal mixing in each tube. Finally - when morphological processes are modelled - at each time step the changes in bed elevations (ΔZ_b) at each section and subchannels are obtained through numerical solution of sediment continuity equation. The total changes at each reference point are calculated by summing up changes due to bed-load and suspended-load. At any cross-section, each reference point which belongs to the given subchannel is adjusted by the same value of ΔZ_b .

This procedure is correct either when the sediment transport between subchannels due to secondary currents can be neglected or when the longitudinal sediment discharges are corrected with the calculated transverse sediment transport. The neglect of transverse sediment transport is valid for straight and relatively wide, natural channels compared with the maximal depth, where no sudden changes in transversal bed profile occur.

TEST AND APPLICATION OF THE QUATMORT MODEL

QUATMORT was tested on simplified problems and was also applied to natural rivers. Comparisons of measured and computed river bed profiles have shown that further improvements are needed to increase the accuracy of computations when the model in river bends or in a reach with graded sediment has to be applied. For this purposes different methods have been developed which are presented in Refs. [5].

Several test runs were carried out for a hypothetical (ellipsoidal) bed shape, characterized by 100 reference points. The method was tested when water level depression and backwater occur. In both case the steady discharge was computed for a given bed slope, water depth and roughness, and after that the downstream water depths were increased or decreased. The upstream boundary condition (constant free surface elevation) was constant for the whole simulation period. Results of these test runs for backwater profile are demonstrated below.

The longitudinal and transverse variation of the total bed area changes are demonstrated in Fig(6). Similarly to the natural processes under backwater conditions, thus gradual deposition from the deepest cross-sectional points toward the shallow water (litoral zone) was simulated. Greatest aggradation takes place at the limit of the backwater effect. An effort was also made to analyze the effect of the number of subchannels. An increase in the number may remove some sharp limits between subchannels, therefore, the channel bed shape is greatly affected by the number of subchannels. Further results of test runs and descriptions of another updating methods can be found in Refs.[2].

The presented quasi-2D morphological model was applied to simulate the 3 months river bed evolution of River Rába in Hungary. Periodically, (since 1967) large number of velocity, sediment discharge and bed-profile measurements have been carried out in more than 90 cross-sections.

The bed material of the modelled river reach was assumed to be homogenous both in longitudinal and transversal directions, and the mean sediment diameter is taken as $d_g=5$ mm, which is of course a gross approximation of the real situation. Eight cross-sections were selected, 150-200 m apart from each other. There is no tributaries or storage reservoirs, so the lateral inflow terms were assumed to be zero. For the simulated three months period the time step was selected to be one day.

In Fig.(7a,b) measured and simulated bed profiles are plotted for those two cross-sections, where the greatest changes in bed elevations occurred. Fits of computed to measured cross-sections ranged between 20-40 cm. These differences are probably due to assumed uniformity in distribution of bed material in both longitudinal and transversal directions.

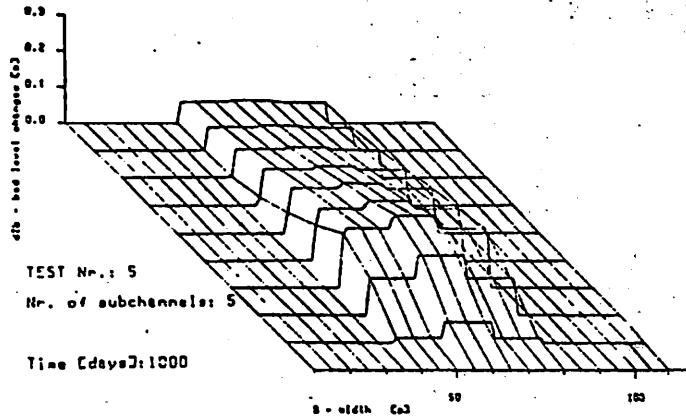


Figure 6. Application of the subchannel method for backwater condition

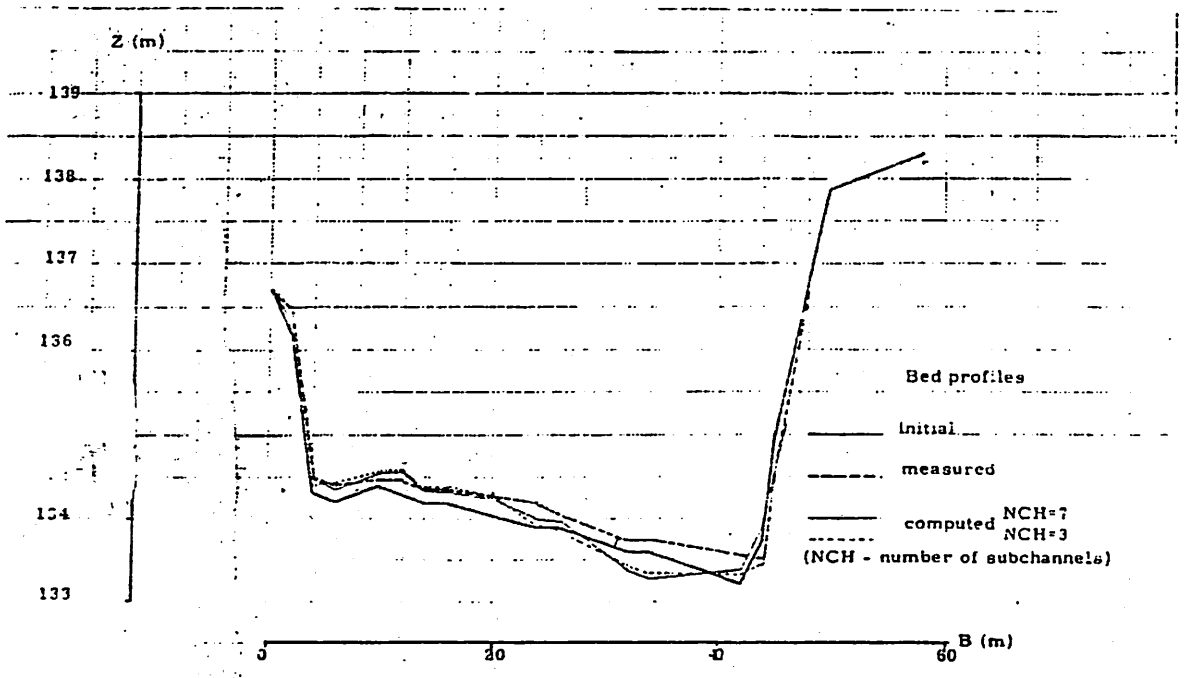


Figure 7a. Computed bed profile of River Rába (3402 m)

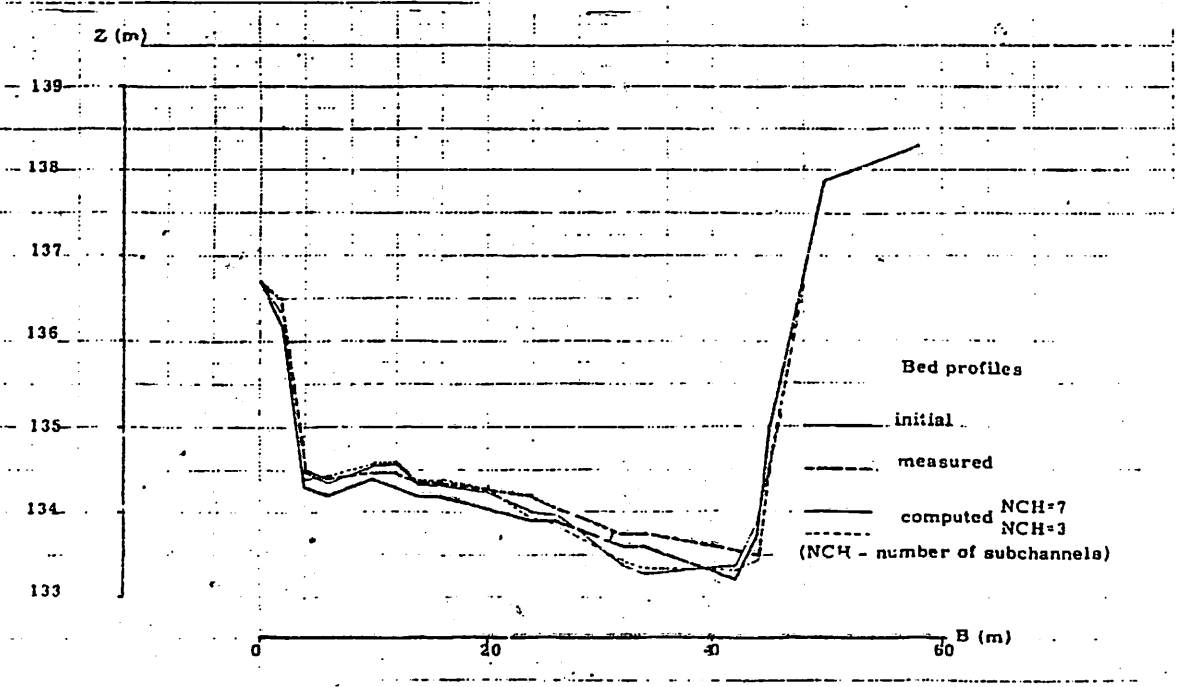


Figure 7b. Computed bed profile of River Rába (3614 m)

CONCLUSIONS AND FURTHER MODEL IMPROVEMENTS

The paper gave a brief overview of existing 1D morphological models and a short description of the QUATMORT model system. The developed quasi-2D morphological and transport model extends the possibilities of traditional 1D models, thus these processes can also be modelled in large looped river systems.

The comparisons of measured and simulated longitudinal and transversal bed-profiles showed that further developments have to be focused on understanding of processes and elaboration of modelling techniques when the effects of river bends, inhomogenous bed material, transverse sediment transport or turbulence, etc. can not be neglected. For these purposes several methods have been elaborated and some of them were published in Refs.[5]. Based on Refs.[12] and field data available in Hungary QUATMORT is planned to be supplemented with methods describing the vertical variations of velocities and concentration profiles. Parts of these developments are to be published in Refs.[6]

ACKNOWLEDGEMENTS

Major part of the presented methods and results should not have been elaborated without the financial support of National Science Foundation (USA) and the Hungarian Academy of Sciences which is greatly appreciated. The author hereby would like also to express his thank to Dr. László Rákóczi for the continuous help in the field of sediment transport and fluvial processes.

REFERENCES

- [1] S. Bognár, P. Bakonyi, L. Rákóczi [1986]: Simulation of Long Term River Bed Variation, Proceedings of the 3rd. International Symposium on River Sedimentation, Jackson M.S., USA, pp. 159-167,
- [2] Computation of River Flow and Bed-Load Transport, Final Report of the co-operation between the U.S. National Science Foundation and the Hungarian Academy of Sciences, VITUKI Közlemények No.46, p.117, Budapest, Hungary, 1987
- [3] S. Bognár [1987]: Quasi-2D Mathematical Modeling of Natural River-bed Changes, Proceedings of the XXIIth. IAHR Congress, Lausanne, Switzerland, Eds. J.A. Cunge and P. Ackers, pp.150-156
- [4] S. Bognár [1988]: Computation of One-dimensional Transport Processes, Hidrológiai Közlöny, Budapest, Hungary, to appear, in Hungarian, with Abstract in English

- [5] S. Bognár, L. Rákóczi [1988]: Further Improvements in Quasi-2D Morphological Modeling. Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, Budapest, Hungary, 1988. with co-author, pp.321-326
- [6] L. Rákóczi, S. Bognár [1988]: Investigation of Sediment Transport on the Reach of the Danube affected by the Bős-Nagymaros Barrage System, VITUKI Research Report No. 7623/2/154, Budapest, Hungary
- [7] Y.H. Chen, F.M. Holly, K. Mahmood, D.B. Simons [1975] : Transport of Material by Unsteady Flow, (Unsteady Flow in Open Channels Vol.2. Eas. K.Mahmood and V. Yevjevich), Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA
- [8] M.F. Karim, J.F. Kennedy [1982]: ALLUVIAL: A Computer Based Flow and Sediment Routing Model for Alluvial Streams. IIHR Report N.250, Iowa, USA
- [9] H.L. Lee, A.J. Odgaard [1986]: Simulation of Bed Armoring in Alluvial Channels, Journal of the Hydraulic Engineering, Vol 112., No.9. pp 794-801
- [10] M. de Vries [1977] : Morphological Computation, Dept. of Civil Eng., Delft Univ. of Techn., Lecturnote, f10a, Delft, The Netherlands
- [11] J.S. Ribberink [1987]: Mathematical Modelling of One-Dimensional Morphological Changes in Rivers with Non-Uniform Sediment, Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, The Netherlands, Report No. 87-2.
- [12] L.C. Rijn [1987]: Mathematical Modelling of Morphological Processes in the Case of Suspended Transport, Delft Hydraulics Communications No. 382., The Netherlands

Spezialisiertes geografisches Informationssystem in der
Hydrologie und flußgebietsmodelle mit räumlich
verteilten Parametern

BÁLINT Gábor und FEKETE Balázs

Forschungszentrum für Wasserwirtschaft (VITUKI), Budapest

Zusammenfassung

Das vorgeschlagene Schema der hydrologisch ausgerichteten Beschreibung räumlich verteilter Informationen wurde insbesondere auf Rechentechnik, die mit dem Typ IBM AT kompatibel ist, realisiert. Das hydrologisch-geografische Informationssystem unterscheidet sich seinem Charakter nach nicht von anderen Informationssystemen, die auf territorialen und linearen Prinzipien beruhen. Jedoch spielt im Zusammenhang mit den speziellen Anforderungen der Hydrologie und der Wasserwirtschaft die Organisation nach der Hierarchie von Flußnetzen und Teileinzugsgebieten, d.h. nach dem System der Entsäuerung, eine bestimmende Rolle.

Abstract

The given hydrologically oriented Geographical Information System realized on a network of IBM PC At compatible machines is similar to any system having linear and territorial description and storage of data. Despite this similarity it has its specifics related to the drainage area and stream network hierarchy which enables to meet hydrological and other water related requirements. The GIS has three levels of complexity.

Резюме

Предлагаемая схема гидрологически направленного описания пространственной информации в частности осуществлена на ЭВМ, подобной ИБМ АТ. Гидрологическая геоинформационная система по своему характеру не отличается от других информационных систем, базирующихся на территориальной и линейной пропорциях, но в связи со специальными требованиями гидрологии и водного хозяйства определяющую роль в организации системы играет иерархия сети водотоков и частичных водосборов, то есть по системе дренажа. Применяются три уровня детальности. При полном наполнении базиса данных предполагается, что все исходные данные известны на уровне "микро". В ходе решения поставленной задачи пришлось придерживаться основных требований: обеспечить возможность получения информации по гидрографическому порядку, при этом сохранить связь с хранением данных по системе координат; систему оставить открытой для дальнейшего расширения по территории; обеспечить возможность включения других типов данных, в первую очередь спутниковых. неотделимой частью системы являются функции перехода и генерализации отдельных характеристик по уровням детальности и произвольно выбранным частичным водосборам.

1. Einführung

Trotz der Tatsache, daß die Hydrologie den geografischen Wissenschaften zuzuordnen ist, wird die reale geografische Umwelt bei praktischen Berechnungen und Modellierungen meist vernachlässigt. Diese Tendenz resultierte zum einen aus den begrenzten Möglichkeiten der Rechenverfahren und zum anderen aus der "Mode", bei stochastischen Modellen hydrologischer Prozesse die Einzugsgebiete von Gewässern als "Blackbox" zu betrachten. Diese Modelle benötigten natürlich keine geografischen Parameter als Eingangsdaten.

Eine neue Etappe in der Entwicklung hydrologischer Modelle wird durch die Klasse der sogenannten "konzeptionellen" Modelle gekennzeichnet, die stochastische Ansätze mit physikalischen Beschreibungen vereinen. Diese konzeptionellen Modelle benötigen bereits einige physiografische Daten des Einzugsgebietes, obwohl hier mit gemittelten charakteristischen Daten gearbeitet werden kann.

Ein relativ neues Gebiet der Hydrologie ist die Anwendung von Modellen mit räumlich verteilten Parametern. Diese Gruppe von Modellen benötigt einerseits räumlich verteilte geografische Daten und kann andererseits meteorologische Eingangsgrößen nutzen. Um diese komplizierten räumlichen Modelle in brauchbare Hilfsmittel zu verwandeln und das Stadium, in dem jeder Versuch bestenfalls in einer Einzelfallstudie endete, zu verlassen, wird eine sichere Datenbasis benötigt, die die für wasserbezogene Studien relevanten Landschaftscharakteristiken enthält (HEC, 1979).

2. Geografisches Informationssystem (GIS) für Hydrologie

Für die Anforderungen auf dem Gebiet der Wasserwirtschaft wurde die Notwendigkeit spezieller Geoinformationssysteme und der Nutzung von Fernerkundungstechniken erkannt.

Im Forschungszentrum für Wasserwirtschaft (VITUKI) Budapest wurde vor mehr als einem Jahr durch die Verwirklichung eines Planes zur

Entwicklung von Gerätetechnik ein gewisser Schritt voran gemacht.
(Abb.1.)

Diese Entwicklung ermöglichte die Schaffung eines Arbeitsplatzes zur Lösung gewisser Aufgaben der Bildverarbeitung und der qualitativ guten Wiedergabe geografischer Daten für spezifisch hydrologische Aufgabenstellungen.

Die rechentechnische Basis besteht aus einem 32-bit und einem 16-bit Rechner, einschließlich einer Magnetplatteneinheit mit mehr als 0.6 Gigabyte Speicherkapazität, die durch eine schnelle ETHERNET-Verbindung gekoppelt sind.

Der Arbeitsplatz besteht aus einem IBM-kompatiblen Personalcomputer der durch

- eine Grafikeinheit,
- einen 1024 x 1024 Pixel Monitor,
- einen Digital-Zeichentisch und
- einen Plotter

ergänzt wird.

In dem in Entwicklung befindlichen GIS werden territoriale Daten in drei Maßstabsebenen präsentiert. Bedingt durch die hydrologische Orientierung des Systems besteht das Hauptproblem in der richtigen Beschreibung der Flußnetze.

Die hydrologische Ordnung in der Natur ermöglicht ihre Bearbeitung entsprechend den natürlichen Hierarchieebenen.

Die Einzugsgebiete stellen ein Hauptelement im hydrologischen Informationssystem dar (Flußverbindungen und Seen sind weitere Hauptelemente).

Es besteht die Notwendigkeit, eine Codierung zu schaffen, die eine Abarbeitung entsprechend der natürlichen hydrologischen Ordnung erlaubt, von kleinen, zeitweilig existierenden Rinnsalen bis zu großen Flüssen.

Eine komplizierte Systemstruktur und der große Umfang der abzuspeichernden und zu berechnenden Daten verlangen effektive Spei-

cher- und Rechenprinzipien (Gottschalk und Krasovskaia, 1982).
Die Hauptanforderungen sind:

- (1) Sicherung der Möglichkeiten der Datenbereitstellung nach der hydrografischen Ordnung
- (2) dabei Sicherung der Verbindung mit dem Datenspeicher nach dem Koordinatensystem
- (3) Beibehaltung eines offenen Systems für eine territoriale Vergrößerung
- (4) Sicherung der Möglichkeit andere Datentypen, hauptsächlich Begleitdaten, einzubeziehen.

Zur Erfüllung dieser Forderungen wurde ein "Zwei-Zahlen"-Code benötigt, wobei die erste Schlüsselzahl den Elementtyp und die zweite Zahl die Flußrichtung kennzeichnet.

Tabelle 1 Schlüsselzahlen, die die Hierarchie des Flußgebietsnetzes bestimmen

Elementtyp (EC)	Schlüsselzahl
Anfangseinzugsgebiet	
Fläche des Einzugsgebietes, die dem Zufluß der	
- 4. oder einer darüber liegenden Kategorie	1
- 4. Kategorie	2
- 2. Kategorie	3
- 1. Kategorie	4
zuzuordnen ist.	
See (stehendes Gewässer)	5
Fließende Gewässer, Fluß der	
2. Kategorie	6
1. Kategorie	7
 Flußrichtung (DC)	
Norden N	0
Nordosten NE	1
Osten E	2
Südosten SE	3
Süden S	4
Südwesten SW	5
Westen W	6
Nordwesten NW	7

Das erste Byte der Schlüsselzahl dient der Gestaltung der Kette nach der Umbildung in einen binären Code.

$$\begin{aligned} BC &= 0 && \text{wenn} && EC = 0 \\ BC &= 1 && \text{wenn} && EC \neq 0 \end{aligned}$$

Die Netzelemente können auf einem Vektor geordnet werden, der es erlaubt, die Summen für das Netz von Teileinzugsgebieten zu errechnen sowie eine Auswahl einzelner Daten flußaufwärts oder flußabwärts zu treffen. Die Sequenz des binären Codes kann man derart gestalten, daß man sich, beginnend mit der Abschließenden Wehrstelle, an jeder Zuflußstelle nach links wendet und auf diese Art alle Elemente des Einzugsgebietes berücksichtigt, wenn man bis zu einem Anfangsgebiet gelangt und dann zurückkehrt. Dadurch wird jedem Element eine Verbindungszahl zugeordnet. Bei einem komplizierten Zusammenfließen mehrerer Zuflüsse oder im Falle von Seen ist es möglich, fiktive Verbindungszahlen zu schaffen, die keinem realen Element des Flußgebietes zuzuordnen sind (Abb. 2, Abb. 3).

Zur Ergänzung der Flußnetzdarstellung wurden Matrixdarstellungen für komplizierte Systeme (Seen, Künstliche Kanäle, Verzweigungen) erarbeitet.

3. GIS-Datensystem

Es ist erforderlich, daß in einem geografischen Informationssystem die Möglichkeiten bestehender Systeme zur Beobachtung der territorialen Klima- und aktuellen Wetterdaten berücksichtigt werden. Die Mehrzahl der hydrometeorologischen Elemente wird in der territorialen Charakteristik berücksichtigt, unabhängig davon, daß die traditionellen Beobachtungsformen nur punktförmige Daten liefern. Es ist ebenfalls notwendig daran festzuhalten, daß die Möglichkeit der Anpassung punktförmiger hydrologischer Daten (Abfluß, Charakteristik der Wasserbeschaffenheit in einzelnen Wehrstellen) erhalten bleibt, was keine besonderen Erschwernisse mit sich bringt, da man sie bei Kenntnis der Koordinaten der entsprechenden Wehrstelle leicht durchführen kann. Die Bestimmung der territorialen Charakteristik bringt beim Vorhandensein punktförmiger Beobachtungen jedoch große

Schwierigkeiten mit sich (wenn derartige Interpolationen und Extrapolationen überhaupt möglich sind) und erfordert getrennte Berechnungsmethoden für jedes hydrometeorologische Element (Niederschläge, Schneedecke, Verdunstung) (Báling und Bartha, 1982).

3.1 Grunddaten

Folgende Datentypen werden in den Gittermaschen des Systems abgespeichert:

- (1) Netz- und Konturdaten
- (2) Digitale Gebietsdaten
- (3) Landnutzung
 - (1) Landwirtschaftliche Nutzflächen
 - (2) Forstgebiete
 - (3) Gebiete ohne Wassereintrag in den Boden (Fels, bebaute Flächen)
 - (4) Wasser, Feuchtgebiete, Schnee, Eis unabhängig von der Landnutzung
 - (5) Bodentyp

3.2 Abgeleitete Daten

Für jedes Berechnungselement (Teileinzugsgebiet), das durch die Verbindungsnummer gekennzeichnet ist, werden die in Tabelle 2 aufgeführten Daten abgespeichert (Gottschalk und Krasovskaia, 1982).

Tabelle 2 Abgeleitete physiografische und Landnutzungsdaten

Variable	Form/ Gleichung	Art der Datenquelle
1. Binärkode	0/1	von der BCS-Kette
2. Verbindungsnummer/in- terne Nummer eines Berechnungselements	0-131	von der Kette "Verbin- dungsnummer"
3. fiktiv/real	1/0	speziell erzeugte Ket- ten
4. See/kein See	1/0	speziell erzeugte Ket- ten
5. rechter/linker Zufluß	1/0	speziell erzeugte Ket- ten

6. Koordinaten des Beginns einer Verbindung	x_i (RAK)	aus der digitalisierten Karte
7. Koordinaten des Endes einer Verbindung	x_u (RAK)	aus der digitalisierten Karte
8. Name der Verbindung	alpha-numerisch	speziell erzeugt
9. Länge der Verbindung	l_m	aus der digitalisierten Karte berechnet
10. Fläche des Einzugsgebietes der Verbindung	$A \text{ km}^2$	aus der digitalisierten Karte berechnet
11. %-Anteil Seen	$L\% = \frac{\sum_{i=1}^n A_L}{n} 100\%$	aus den Daten der Gitterpunkte berechnet, wobei n die Zahl für 500 m Gitterpunkte und A_L die Punkte mit Seen sind
12. %-Anteil Wald	$F\% = \frac{\sum_{i=1}^n A_F}{n} 100\%$	n - Anzahl der Gitterpunkte und A_F - Punkte mit Wald
14. Abflußdichte	$Dd = \frac{\sum l_r}{A}$	aus der digitalisierten Karte berechnet. $\sum l_r$ - Summe der Länge der Flüsse (blaues Raster) in einem Einzugsgebiet
15. Höhe des Beginns einer Verbindung	$H_i \text{ m}$	aus einer topografischen Karte
16. Höhe des Endes einer Verbindung	$H_u \text{ m}$	aus einer topografischen Karte
17. Gefälle der Verbindung	$Lt = \frac{H_i - H_u}{l}$	aus der topografischen digitalisierten Karte
18. Durchschnittshöhe des Einzugsgebiets	$H = \frac{\sum_{i=1}^n H_j}{n}$	aus Daten der Gitterpunkte
19. maximale Höhe des Einzugsgebiets	$H_{\max} = \max_j H_j$	aus Daten der Gitterpunkte
20. minimale Höhe des Einzugsgebiets	$H_{\min} = \min_j H_j$	aus Daten der Gitterpunkte
21. örtliches Relief des Einzugsgebiets	$\text{LORE} = H_{\max} - H_{\min}$	aus Daten der Gitterpunkte

22. Höhenrelief des Einzugsgebiets $EVERR = \frac{H - H_{\min}}{H_{\max} - H_{\min}}$ aus Daten der Gitterpunkte
23. Durchschnittliches Gefälle $\overline{SL} = \frac{\sum_k r_k^l}{m} \cdot 100\%$ aus digitalisierten Daten der Gitterpunkte
K - Anzahl der Gefällewerte
- $$r_j^1 = \frac{H_{i,j} - H_{i,j-1}}{500}$$
- $$r_j^2 = \frac{H_{i,j} - H_{i-1,j}}{500}$$
- $$r_j^3 = \frac{H_{i,j} - H_{i-1,j-1}}{2 \cdot 500}$$
- $$m = 3(n-1)$$
24. maximales Gefälle des Einzugsgebiets $SL_{\max} = \max_{k,l} r_k^l$ aus digitalisierten Daten der Gitterpunkte
25. Schwerpunkt des Einzugsgebietes für die x-Koordinate TYNGDPX aus digitalisierten Daten der Gitterpunkte
26. Schwerpunkt des Einzugsgebietes für die y-Koordinate TYNGDPY aus digitalisierten Daten der Gitterpunkte

Es sollte hinzugefügt werden, daß eine Erweiterung der Variablenliste durch Einbeziehung detaillierter Daten aus Landnutzungs-klassifizierungen möglich ist.

4. System und Programmaspekte

Die ständige Arbeit mit dem System und dem Programmteil des Projekts konzentriert sich hauptsächlich auf folgende Gebiete:

- Ergänzung und Korrektur der Koordinatenbasisdaten
- Schaffung und Ergänzung von File-Registern zur Aufnahme von neuen Variablen

Die Programmroutinen wurden in verschiedenen, von einander unabhängigen Gruppen organisiert.

Gruppe A - Digitalisierende Verfahren

Gruppe B - Transformation sequentieller Daten für den Direktzugriff

Gruppe C - Nutzerrouninen für den Direktzugriff zur Datenbasis

Gruppe D - Nutzerrouninen für den Direktzugriff zum Variablenregister

Gruppe E - Nutzerspezifische Routinen

Gruppe F - unterstützende Software (Grafik, Datendarstellung)

Die Verfahren A und B können auch unabhängig vom System durchgeführt werden.

Für zukünftige Arbeiten ist es wünschenswert, auf die Ergebnisse aus anderen Systemen (z.B. MÁRKUS und MOLNÁR, 1988) sowie des ungarischen Bodeninformationssystems zurückzugreifen.

Die ersten Schritte zur Verbindung der abgespeicherten Bodeninformation mit der Bildverarbeitung wurden unternommen.

Literatur

- EÁLINT, G. und BARTHA, P. Large-scale assessment of snow resources for forecasting spring flow. In: Hydrological aspects of Alpine and high-mountains areas. Ed: Glen J.W. IAHS Publication No. 138 (1982), S. 203-209
- GOTTSCHALK, L. und KRASOVSKAIA, I. Computerized representation of a watershed for hydrological modelling and planning Lund Institute of Technology, Report No 3056 - Lund (1982) S. 50
- HEC, Corps of Engineers, U.S. Army: Determination of land-use from LANDSAT imagery applications to hydrological modelling, Research note No 7, November (1979)
- MÁRKUS, B. und MOLNÁR, T.: Ein Landinformation system für Aufgaben der Entwässerung. In: 5. Wissenschaftliche Konferenz "Stand und Entwicklungstendenzen der Fernerkundung"

Подписано к печати 25.10.88. Объем; Уч.-изд.л. 15,8. печ.л. 14,7
 Формат 70 x 106/16. Заказ 2677. Тираж 45. ФОЛ. Укривдромета.
 152601, г. Киев-34, ИГи, ул. Золотоверховская, 6.

