



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

ZOZNAM REFERÁTOV

СПИСОК ДОКЛАДОВ

INDEX DER VORTRÄGE

INDEX DES RAPPORTS

LIST OF PAPERS

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

IV. KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH
Bratislava 23. - 25. mája 1967

Z O Z N A M R E F E R Á T O V

| zošit č. | | originál | résumé |
|-------------|--|----------|---------|
| 1 | SCHULTZ Gert A. /München/, Programovanie metódy jednotkového hydrogramu /Unit-graph/ na príklade jedného z prítokov Dunaja /Iller/ | D | R, E |
| 2 | BAUCH Wolfram /München/, Výskum predpovedí vodných stavov na 600 m dlhom modeli úseku Dunaja Regensburg - Straubing | D | D, R |
| 3 | KRESSER Werner /Wien/, Novšie výsledky v oblasti dlhodobých hydrologických predpovedí | D | D, R |
| 4 | KUNSCH Ivan /Bratislava/, Niektoré vzťahy medzi kulminačnými stavmi na československom úseku Dunaja | R | D |
| 5 | ČECHOVÁ Irina /Bratislava/, Krátkodobé predpovede odtoku na malých riekach v povodí Dunaja na základe zrážkoodtokových vzťahov | R | D |
| 6 | BALCO Mikuláš /Bratislava/, Určenie parametrov výtokovej čiary a jej použitie pre predpovede prítokov | R | R, D |
| 7 | KRIŽANOVSKAJA A.B., PAVLENKO G.V. /Kijev/ Metodika krátkodobých predpovedí a výpočet transformácie povodňovej vlny v horských úsekoch Latorice a Uhu | R | R, D |
| 8 | BODY K., ERDŐS G., SZESZTAY K. /Budapest/, Priebežné predpovede prítokov na základe optimalizácie vzťahov medzi vodočernými stanicami | D | D, R, E |

| zošit č. | | originál | résumé |
|-------------|---|----------|------------|
| 9 | MAKAREVIČ T.N., /Leningrad/, Jesenno- zimné ťadové javy na Dunaji a možnosť ich predpovedí | R | R, D |
| 10 | KOVERYNYJ I.A. /SSSR/, Otázky dlhodo- bých predpovedí ťadových javov na Du- naji | R | R, D |
| 11 | BUKOVŠZKY Gy. /Székesfehérvár/, Pred- povedná metóda na základe riešenia diferenciálnej rovnice nepermanent- ného pozvoľne sa meniaceho pohybu vody - rozvinutím do Fourierovho /resp. exponenciálneho/ radu | D | R, F |
| 12 | SAPOŽNIKOV V.I. /Moskva/, Uváženie nerovnomerného odtoku z povodia pri predpovediach prietokov a vodných stavov | R | R, D |
| 13 | POPOV E.G., MUCHIN V.M. /Moskva/, Štatistické metódy predpovedí vod- ných stavov pre plavbu | R | R, D |
| 14 | BECKER Alfred /Berlin/, Komplexná predpoveď priebehu odtoku a prie- tokov z dažďových zrážok v hornom povodí rieky Spree | D | R |
| 15 | ŠULAKOVSKIJ L.G., GINSBURG B.M., BALAŠOVA I.V. /Moskva/, Prognózy zamŕzania novovybudovaných riečnych nádrží | R | R, D |
| 16 | MADE J.W. VAN DER /Haag/, Bezrozmerný výraz pre postupové doby povodňových vín | D | D, R, E, F |

D - nemecky
R - rusky
E - anglicky
F - francúzsky

IV. KONFERENZ DER DONAULÄNDER FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN
Bratislava, 23. - 25. Mai 1967

I N D E X D E R V O R T R Ä G E

| Heft No | | Original | Zusammen- fassung |
|------------|--|----------|----------------------|
| 1 | SCHULTZ Gert A. /München/, Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel eines Donau-Zubringers /Iller/ | D | R, E |
| 2 | BAUCH Wolfram /München/, Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donau-Strecke Regensburg - Straubing | D | D, R |
| 3 | KRESSER Werner /Wien/, Neuere Ergebnisse auf dem Gebiet der langfristigen hydrologischen Vorhersage | D | D, R |
| 4 | KUNSCH Ivan /Bratislava/, Einige Zusammenhänge der Scheitelwasserstände auf der tschechoslowakischen Donau-Strecke | R | D |
| 5 | ČECHOVÁ Irina /Bratislava/, Kurzfristige Abflussvorhersagen auf kleinen Flüssen im Einzugsgebiet der Donau auf Grund der Niederschlag-Abfluss-Beziehungen | R | D |
| 6 | BALCO Mikuláš /Bratislava/, Parameterbestimmung der Trockenwetterauslauflinie und ihre Benützung für Durchflussvorhersagen | R | R, D |
| 7 | KRISHANOWSKA A.B., PAWLENKO G.W. /Kiew/, Methodik der kurzfristigen Vorhersage und Berechnung der Hochwasserwellentransformation in den Bergstrecken der Flüsse Latoritz und Ush | R | R, D |

| Heft No | | Original | Zusammen- fassung |
|------------|--|----------|----------------------|
| 8 | BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K. /Budapest/, Kontinuierliche Abfluss- vorhersagen auf Grund einer Optimum- -Untersuchung der Pegelbeziehungen | D | D, R, E |
| 9 | MAKAREWITSCH T.N. /Leningrad/, Herbst- -winterliche Eiserscheinungen an der Donau und die Möglichkeit ihrer Vor- hersage | R | R, D |
| 10 | KOWERNY I.A. /UdSSR/, Fragen langfri- stiger Vorhersagen der Eiserscheinun- gen an der Donau | R | R, D |
| 11 | BUKOVSKY Gy. /Székesfehérvár/, Vorher- sagemethode auf Grund der Auflösung der Differentialgleichung der nicht permanenten allmählich veränderlichen Wasserbewegung durch Entwicklung in eine Fourier- bzw. exponentielle Reihe | D | R, F |
| 12 | SAPOSHNIKOV W.I. /Moskau/, Berücksich- tigung des ungleichmässigen Abflusses in Flussbecken bei der Durchfluss- und Wasserstand-Prognose | R | R, D |
| 13 | POPOW E.G., MUCHIN W.M. /Moskau/, Wasserstandsprognose für die Schiff- fahrt nach Methoden der Mehrfachkorre- lation | R | R, D |
| 14 | BECKER Alfred /Berlin/, Komplexe Ab- flusssummen- und Ganglinienvorhersage nach Regenniederschlägen im oberen Spreegebiet | D | R |
| 15 | SCHULAKOWSKI L.G., GINSBURG B.M., BALASCHOWA I.W. /Moskau/, Progno- sen für Zufrieren neugeschaffener Fluss- stauseen | R | R, D |
| 16 | MADE J.W. VAN DER /Haag/, Eine dimen- sionslose Form für Laufzeiten von Hoch- wasserwellen | D | D, R, E, F |

D - deutsch
R - russisch
E - englisch
F - französisch

4 - ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ
ПРОГНОЗАМ
Братислава 23 - 25 мая 1987 г.

СПИСОК ДОКЛАДОВ

| ДОКЛАД № | | ДОКЛАД АННОТАЦИЯ | |
|-------------|--|------------------|---------|
| 1 | ШУЛЬЦ Герт А. (Мюнхен), Программирование метода единичного гидрографа (КНИТГРАФ) на примере одного из притоков Дуная (реки Иллер) | Н | Р, А |
| 2 | БАУХ Волфрам (Мюнхен), Исследование возможностей прогноза уровней воды на моделирующей установке (длиной 600 м) на участке р. Дунай от Регенсбурга до Штраубинга | Н | Н, Р |
| 3 | КРЕССЕР Вернер (Вена), Новые сведения из области долгосрочных гидрологических прогнозов | Н | Н, Р |
| 4 | КУНШ Иван (Братислава), Некоторые зависимости кульминационных уровней на чехословацком участке р. Дунай | Р | Н |
| 5 | ЧЕХОВА Ирина (Братислава), Краткосрочные прогнозы стока малых рек бассейна Дуная на основе зависимостей стока от осадков | Р | Н |
| 6 | БАЛЦО Миклаш (Братислава), Способ определения параметров кривых спада и их использование для прогноза расходов | Р | Р, Н |
| 7 | КРЫЖАНОВСКАЯ А. В., ПАВЛЕНКО Г. В. (Киев), Методика краткосрочных прогнозов и расчетов трансформации паводочных волн горных участков рек Латорицы и Ужа | Р | Р, Н |
| 8 | ВОДЫ К., ЭРДЕШ Г., СЕСТАЙ К. (Будапешт), Контрольный прогноз расходов на основе оптимизации зависимостей между уровнями на водомерных постах | Н | Н, Р, Ф |
| 9 | МАКАРЕВИЧ Т. Н. (Ленинград), Осенне-зимние ледовые явления на р. Дунай и возможности их прогноза | Р | Р, Н |

| доклад № | | доклад аннотация | |
|-------------|--|------------------|------------|
| 10 | КОВЕРНЫЙ И. А. (СССР), Вопросы долгосрочных прогнозов ледовых явлений на реке Дунай | Р | Р, Н |
| 11 | БУКОВСКИ Г. (Сексфегервар), Метод прогноза на основе решения дифференциального уравнения неустойчивого медленно меняющегося режима - с помощью ряда Фурье или экспоненциального ряда | Н | Р, Ф |
| 12 | САПОЖНИКОВ В. И. (Москва), Учет неравномерности стока в речных бассейнах при прогнозе расходов и уровней воды | Р | Р, Н |
| 13 | ПОПОВ Б. Г., МУХИН В. М. (Москва), Прогнозы уровней воды для судоходства статистическими методами | Р | Р, Н |
| 14 | БЕККЕР Альфред (Берлин), Комплексный прогноз суммы стока и кривых добоганий после выпадения едких осадков в верхнем бассейне р. Шпрее | Н | Р |
| 15 | ШУЛЯКОВСКИЙ Л. Г., ГИНЗБУРГ В. М., БАЛАШОВА И. В. (Москва), Прогнозы замерзания вновь создаваемых водохранилищ | Р | Р, Н |
| 16 | МАДЕ И. В. ВАН ДЕР (Хаар), Безразмерное выражение для времени добогания паводочных волн | Н | Н, Р, А, Ф |

Н - на немецком языке
 Р - на русском языке
 А - на английском языке
 Ф - на французском языке

I N D E X D E S R A P P O R T S

| Rapport No | | Original | Résumé |
|---------------|--|----------|--------|
| 1 | SCHULTZ Gert A. /München/, Programmation de la méthode de l'hydrogramme unitaire /Unitgraph/ à l'aide d'un exemple d'un des affluents du Danube /Iller/ | D | R,E |
| 2 | BAUCH Wolfram /München/, Recherche concernant les prévisions du niveau d'eau sur un modèle de 600 m de longueur du tronçon du Danube Regensburg - Straubing | D | D,R |
| 3 | KRESSER Werner /Wien/, Les résultats récents relatifs au domaine des prévisions hydrologiques à longue échéance | D | D,R |
| 4 | KUNSCH Ivan /Bratislava/, Quelques relations entre les hauteurs maximum du niveau d'eau sur le tronçon tchécoslovaque du Danube | R | D |
| 5 | ČECHOVÁ Irina /Bratislava/, Prévisions à brève échéance de l'écoulement des petites rivières dans le bassin versant du Danube à la base des relations entre les précipitations et l'écoulement | R | D |
| 6 | BALCO Mikuláš /Bratislava/, Détermination des paramètres de la courbe de tarissement et application de celle-ci à la prévision des débits | R | R,D |
| 7 | KRYSHANOVSKA A.B., PAVLENKO G.V. /Kiev/, Méthode des prévisions à brève échéance et calcul de la transformation d'un flot de crue dans les tronçons de montagne des rivières Latorica et Uh | R | R,D |

| Rapport No | | Original | Résumé |
|---------------|--|----------|---------|
| 8 | BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K., /Budapest/, Prévisions continues des débits à la base de l'examen de l'optimum des relations entre les limnimètres | D | D,R,E |
| 9 | MAKAREVITCH T.N. /Leningrad/, Les phénomènes des glaces sur le Danube en automne et en hi- ver et la possibilité de leurs prévisions | R | R,D |
| 10 | KOVERNY I.A /UdSSR/, Questions en ce qui con- cerne les prévisions à longue échéance des phénomènes des glaces sur le Danube | R | R,D |
| 11 | BUKOVSKY Gy. /Székesfehérvár/, Méthode de pré- vision basée sur la solution de l'équation différentielle du mouvement non permanent par développement en séries Fourier ou exponen- tielle | D | R,F |
| 12 | SAPOSHNIKOV V.I. /Moscou/, Application de l'écou- lement permanent varié du bassin versant pour les prévisions des débits et des niveaux d'eau | R | R,D |
| 13 | POPOV E.G., MUCHIN V.M. /Moscou/, Méthodes sta- tistiques concernant les prévisions du niveau par rapport à la navigation | R | R,D |
| 14 | BECKER Alfred /Berlin/, Prévision complexe du processus de l'écoulement et des débits des précipitations dans le bassin versant supéri- eur de la rivière Spree | D | R |
| 15 | SHULAKOVSKI L.G., GINSBURG B.M., BALASHOVA I.V. /Moscou/, Prévisions de la prise en glace des réservoirs fluviaux | R | R,D |
| 16 | MADE J.W. VAN DER /Haag/, Les temps de pro- gressions des ondes de crue en forme sans dimensions | D | D,R,E,F |

D - en allemand
R - en russe
E - en anglais
F - en français

IVth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING
Bratislava May 23 - 25, 1967

L I S T O F P A P E R S

| Paper No | Paper | Summary |
|----------|---|---------|
| 1 | SCHULTZ Gert A. /Munich/, Application of Computer-programs for the Unitgraph Method on the Catchment of an Alpine Danube River Tributary | G R, E |
| 2 | BAUCH Wolfram /Munich/, Research of the Gauge Heights Forecasting on the 600 Metres /660 Yards/-long Model Reach of the Danube River /from Regensburg to Straubing/ | G G, R |
| 3 | KRESSER Werner /Vienna/, Recent Results in the Long-term Hydrological Forecasting | G G, R |
| 4 | KUNSCH Iven /Bratislava/, Some Peak Discharges Relations on the Czechoslovak Danube River Section | R G |
| 5 | ČECHOVÁ Irina /Bratislava/, Short-term Discharge Forecasting of Small Tributaries in the Danube River Drainage Area based on the Rainfall-Runoff Relations | R G |
| 6 | BALCO Mikuláš /Bratislava/, Parameter Analysis of the Recession Curve and its Use for the Outflow Forecasting | R R, G |
| 7 | KRYSHANOWSKA A.B., PAWLENKO G.V. /Kiew/, Method of the Short-term Forecasting and Flood Wave Routing in the Mountainous Reaches of the Latorica and Uh Rivers | R R, G |

| Paper No | Paper | Summary |
|----------|---|--------------|
| 8 | BODY K., ERDŐS G., SZESZTAY K., /Budapest/, Continuous Streamflow Forecasting Based on Optimization of Gage Relations | G G, R, E |
| 9 | MAKAREWITCH T.N. /Leningrad/, Ice Phenomena on the Danube River in Autumn and Winter Period and the Possibility How To Forecast them | R R, G |
| 10 | KOWERNY I.A. /USSR/, Long-term Forecasting Problems of the Ice Phenomena on the Danube River | R R, G |
| 11 | BUKOVSKY G., /Székesfehérvár/, Forecasting Method Based on the So- lution of the Non Permanent Slowly Changing Streamflow Differential Equation - Making Use of Fourier resp. Exponential Series | G R, F |
| 12 | SAPOSHNIKOV W.I. /Moscow/, Consid- ering the Non Uniform Catchment Area Runoff at the Gage Height and Dis- charge Forecasting | R R, G |
| 13 | POPOW E.G., MUCHIN W.M. /Moscow/, Statistical Forecasting Methods of Gage Heights Used for Navigation | R R, G |
| 14 | BECKER Alfred /Berlin/, Complete Ru- noff and Discharge Forecasting from Rainfall in the Upper Basin of the Spree River | G R |
| 15 | SHULANOWSKI L.G., GINSBURG B.M., BALASHOWA I.W. /Moscow/, Fore- casting of the Ice Cover Formation in the Just Completed Reservoirs | R R, G |
| 16 | MADE I.W. VAN DER /The Hague/, Dimen- sionless Equation for Travel-Time of Floodwaves on River | G G, R, E, F |

G - in German
R - in Russian
E - in English
F - in French



VÝSKUMNÝ ÚSTAV VODOHOSPODÁRSKY

BRATISLAVA, ČESKOSLOVENSKO

**НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЙ ИНСТИТУТ
БРАТИСЛАВА, ЧЕХОСЛОВАКИЯ**

FORSCHUNGSANSTALT FÜR WASSERWIRTSCHAFT

BRATISLAVA, TSCHECHOSLOWAKEI

INSTITUT DE RECHERCHES HYDRAULIQUES

BRATISLAVA, TCHÉCOSLOVAQUIE

HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

BRATISLAVA, CZECHOSLOVAKIA

IV. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen

IV-я Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам

IV. Konferencia Dunajských štátov o hydrologických predovediach

Bratislava 23. - 25.5.1967

T A G U N G S P R O G R A M M

П Р О Г Р А М М А К О Н Ф Е Р Е Н Ц И И

P R O G R A M K O N F E R E N C I E

23.5.1967

Primaciálny palác - Zrkadlová sieň; Primaciálne námestie

Eröffnung der Tagung
10.00-11.00 Открытие конференции
Zahájenie konferencie

11.00-12.00 Empfang der Teilnehmer - Coctail party
des Landesministers für Forst- und Wasser-
wirtschaft, Herrn Dipl.Ing.František Hagara

Приним и ознакомление между собой участ-
ников конференции - коктейль уполномо-
ченного представителя Словацкого народного
совета Инж. Франтишек Хагару

Prijatie a soznámenie sa účastníkov -
koktail podávaný poverenikom SNR pre
lesné a vodné hospodárstvo Ing.Františkom
Hagárom

--

Hotel DEVÍN - Prednášková miestnosť na I. poschodí
Vortragssaal des Hotels DEVÍN im I.Stock
Конференционный зал гост. ДЕВИН - 1.этаж

Vorträge:
14.00-16.00 Доклады:
Prednášky:

1. Крижановская А.В.-Павленко Г.В.: Методика кратко-
срочных прогнозов и расчетов трансформации паводоч-
ных волн горных участков рек Латорицы и Ужа

2. Bukovszky Gy.: Vorhersagemethode auf Grund der Auf-
lösung der Differentialgleichung der nichtpermanen-
ten allmählich veränderlichen Wasserbewegung durch
Entwicklung in eine Fourier- bzw.exponentielle Reihe

3. Сапожников В.И.: Учет неравномерности стока в реч-
ных бассейнах при прогнозе расходов и уровней воды

4. Becker A.: Komplexe Abflusssummen- und Ganglinien-
vorhersage nach Regenniederschlägen im oberen Spree-
gebiet

16.00-16.30 Kaffeepause Перерыв Prestávka

16.30-18.00 Vorträge: Доклады: Prednášky:

5. Чехова И.: Краткосрочные прогнозы стока малых рек
бассейна Дуная на основе зависимостей стока от
осадков

6. Hladný J.: Entwurf der Systeme von Niederschlag-
beobachtungsstellen für Prognosezwecke

7. Кушх И.: Некоторые зависимости кульминационных
уровней на чехословацком участке р.Дунай

24.5.1967

9.00-10.30 Vorträge: Доклады: Prednášky:

8. Думитреску В.: О долгосрочном прогнозе весенних поло-
водий на реках Социалистической Республики Румыния

9. Лавереску Д.: Долгосрочный прогноз расходов в межениий
период лето-осень на некоторых внутренних реках Соци-
алистической Республики Румыния

25.5.1967

10. Kresser W.: Neuere Ergebnisse auf dem Gebiet der langfristigen hydrologischen Vorhersagen

10.30-11.00 Kaffeepause Перерыв Prestávka
11.00-12.00 Vorträge: Доклады: Prednášky:

11. Шуляковский Л.Г.-Гинзбург В.М.-Валашова И.В.: Прогнозы замерзания вновь создаваемых водохранилищ

12. Коверный И.А.: Вопросы долгосрочных прогнозов ледовых явлений на реке Дунай

12.00-14.00 Mittagspause Обед Obed

14.00-15.30 Vorträge: Доклады: Prednášky:

13. Макаревич Т.Н.: Осенне-зимние ледовые явления на р.Дунай и возможности их прогноза

14. Мице П.: Возможности прогноза продолжительности ледостава на нижнем Дунае

15. Попов Е.Г.-Мухин В.М.: Прогнозы уровней воды для судоходства статистическими методами

16.00 Schiffahrt flussabwärts nach Rusovce. Zwangloses Beisammensein beim Rost-Fischbacken und beim Räuberbraten

Поездка на пароходе в Русовце.

Пикник на лоне природы - рыбы на жару, жаркое-по разбихички

Plavba do Rusoviec. Posedenie v prírode, oprekanie rýb, živán-ska.

8.30-10.00 Vorträge: Доклады: Prednášky:

16. Body K.-Erdős G.-Szesztay K.: Kontinuierliche Abflussvorhersagen auf Grund einer Optimum-untersuchung der Pegelbeziehungen

17. Балцо М.: Способ определения параметров кривых спада и их использование для прогноза расходов

18. Made van der, J.W.: Eine dimensionslose Form für Laufzeiten von Hochwasserwellen.

10.00-10.30 Kaffeepause Перерыв Prestávka

10.30-12.00 Vorträge: Доклады: Prednášky:

19. Schultz G.A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph Verfahren am Beispiel eines Donauzubringers /Iller/

20. Bauch W.: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donaustrecke Regensburg - Straubing

21. Минчев Р.: О прогнозе расхода воды и водных уровней реки Дунай

12.00-13.30 Mittagspause Обед Obed

13.30-15.30 Besprechungen der Vertreter der Donauländer und der Vertreter der IHD Nationalkomitees über die V. Konferenz und über die weitere Zusammenarbeit

Совещание представителей придунайских государств о организации 5-ой конференции по гидрологическим прогнозам и о сотрудничестве в рамках МГД

Porady zástupcov Dunajských štátov o V.konferencii a o ďalšej spolupráci v rámci MHD.

16.00-17.30 Abschlussvortrag
Заклучение конференции
Záverečný prejav, zakončenie konferencie.

18.00-19.00 Stadtrundfahrt
Просмотр города /автокаром/
Prehliadka mesta /autokar/

IVth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING
Bratislava May 23 - 25, 1967

LIST OF PAPERS

| Paper No. | Paper | Paper | Summary |
|-----------|---|-------|------------|
| 1 | SCHULTZ Gert A. /Munich/, Application of Computer-programs for the Unitgraph Method on the Catchment of an Alpine Danube River Tributary | G | R, E |
| 2 | BAUCH Wolfram /Munich/, Research of the Water Level Forecasting on the 600 Metres /660 Yards/-long Model Reach of the Danube River /from Regensburg to Straubing/ — | G | G, R |
| 3 | KRESSER Werner /Vienna/, Recent Results in the Long-term Hydrological Forecasting | G | G, R |
| 4 | KUNSCH Ivan /Bratislava/, Some Peak Discharges Relations on the Czechoslovak Danube River Section | R | G |
| 5 | ČECHOVÁ Irina /Bratislava/, Short-term Discharge Forecasting of Small Tributaries in the Danube River Drainage Area based on the Rainfall-Runoff Relations | R | G |
| 6 | BALCO Mikuláš /Bratislava/, Parameter Analysis of the Recession Curve and its Use for the Outflow Forecasting | R | R, G |
| 7 | KRYSHANOWSKA A.B., PAWLENKO G.V. /Kiew/, Method of the Short-term Forecasting and Flood Wave Routing in the Mountaineous Reaches of the Latorica and Uh Rivers | R | R, G |
| 8 | BODY K., ERDŐS G., SZESZTAY K. /Budapest/, Continuous Streamflow Forecasting Based on Optimization of Gage Relations | G | G, R, E |
| 9 | MAKAREWITCH T.N. /Leningrad/, Ice Phenomena on the Danube River in Autumn and Winter Period and the Possibility How To Forecast them | R | R, G |
| 10 | KOWERNY I.A. /USSR/, Long-term Forecasting Problems of the Ice Phenomena on the Danube River | R | R, G |
| 11 | BUKOVSZKY G., /Székesfehérvár/, Forecasting Method Based on the Solution of the Non Permanent Slowly Changing Streamflow Differential Equation - Making Use of Fourier resp. Exponential Series | G | R, F |
| 12 | SAPOSHNIKOV W.I. /Moscow/, Considering the Non Uniform Catchment Area Runoff at the Water Level and Discharge Forecasting | R | R, G |
| 13 | POPOW E.G., MUCHIN W.M. /Moscow/, Statistical Forecasting Methods of Water Levels Used for Navigation | R | R, G |
| 14 | BECKER Alfred /Berlin/, Complex Runoff Depth and Discharge Regime Forecasting from Rainfall in the Upper Basin of the Spree River | G | R |
| 15 | SHULANOWSKI L.G., GINSBURG B.M., BALASHOWA I.W. /Moscow/, Forecasting of the Ice Cover Formation in the Just Completed Reservoirs | R | R, G |
| 16 | MADE I.W. VAN DER /The Hague/, Dimensionsless Equation for Travel-Time of Floodwaves on River | G | G, R, E, F |

G - in German

R - in Russian

E - in English

F - in French

L A T E S U B M I S S I O N :

| | | | |
|----|---|---|---|
| 17 | ZSUFFA, I. /Székesfehérvár/, Hydrological forecast for the use of rain storage reservoirs | G | F |
|----|---|---|---|

ONLY ORAL PRESENTATIONS WITHOUT WRITTEN RECORD:

| | | | |
|----|---|-----|-----|
| 18 | <p>HLADNÝ, J. /Praha/, Entwurf der Systeme von Niederschlagbeobachtungsstellen für Prognosezwecke</p> <p>HLADNÝ, J. /Praha/, Proposal of rainfall gauging stations system for the forecasting purpose</p> | N/A | N/A |
| 19 | <p>ДУМИТРЕСКУ, В. /Бухарест/, О долгосрочном прогнозе весенних половодий на реках Социалистической Республики Румынии</p> <p>DUMITRESCU, V. /Bucuresti/, On the long-term forecast of the spring floods on the rivers of the Socialist Republic of Romania</p> | N/A | N/A |
| 20 | <p>ЛЕЗЕРЕСКУ, Д. /Бухарест/ Долгосрочный прогноз расходов в меженный период лето-осень на некоторых внутренних реках Социалистической Республики Румынии</p> <p>LEZERESCU, D. /Bucuresti/, Long-term forecast of the discharge during the low-flow period summer-autumn on several internal rivers of the Socialist Republic of Romania</p> | N/A | N/A |
| 21 | <p>МИЦЕ, П. /Бухарест/, Возможности прогноза продолжительности ледостава на нижнем Дунае</p> <p>MIȚA, P. /Bucuresti/, Possibilities of forecasting the ice cover conditions on the lower Danube</p> | N/A | N/A |
| 22 | <p>МИНЧЕВ, Р. /София/, О прогнозе расхода воды и уровней воды реки Дуная</p> <p>MINCHEV, R. /Sofia/, On the discharge and water level forecast of the Danube river</p> | N/A | N/A |



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

1

SCHULTZ Gert A., (München)

Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-
Verfahren am Beispiel eines Donau-Zubringers (Iller)

ШУЛЬЦ Герт А., (Мюнхен)

Программирование метода единичного гидрографа (ЮНИТГРАФ)
на примере одною из притоков Дуная (реки Иллер)

SCHULTZ Gert A., (München)

Programovanie metódy jednotkového hydrogramu (Unitgraph)
na príklade jedného z prítokov Dunaja (Iller)

SCHULTZ Gert A., (München)

Programmation de la méthode de l'hydrogramme unitaire (Unitgraph)
à l'aide d'un exemple d'un des affluents du Danube (Iller)

SCHULTZ Gert A., (Munich)

Application of Computer-Programs for the Unitgraph Method
on the Catchment of an Alpine Danube River Tributary

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

DIE ANWENDUNG VON COMPUTER-PROGRAMMEN FÜR DAS
UNIT-HYDROGRAPH-VERFAHREN AM BEISPIEL
EINES DONAU-ZUBRINGERS /ILLER/

Dipl. - Ing. Gert A. SCHULTZ
Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule, München

Im Zuge der internationalen hydrologischen Dekade der UNESCO werden am Institut für Wasserbau der Technischen Hochschule in München mehrere hydrologische Verfahren zur Hochwasserberechnung untersucht. Hierbei war auch von besonderem Interesse, in wie weit das in Ost und West stark verbreitete "Unit-Hydrograph" - Verfahren für mitteleuropäische und alpenländische Verhältnisse anwendbar ist.

Die qualitativ bereits bekannte Tatsache, nämlich dass die Genauigkeit der mit dem Unitgraph Verfahren berechneten Hochwasserganglinien mit Zunahme der Grösse des Betrachteten Einzugsgebietes abnimmt, sollte quantitativ erfasst werden, um somit die Grenzen der Anwendbarkeit des Verfahrens zu finden.

Als Testflüsse wurden ein charakteristischer Mittelgebirgsfluss, die Rodach, ein Nebenfluss des Mains und ein charakteristischer Alpenfluss, die Iller, als Nebenfluss der Donau, die teils auf deutschem, teils auf österreichischem Gebiet fliesst, ausgewählt. Im weiteren Verlauf dieses Vortrages soll uns nur noch der Donau-Zubringer interessieren. /Bilder 1 - 6/.

Den Berechnungen wurden die Messwerte zweier selbstschreibender Pegel der Iller zugrunde gelegt, und zwar des Pegels Sonthofen mit einem Einzugsgebiet von rund 400 km², und des Pegels Kempten mit einem Einzugsgebiet von rund 1000 km². Untersucht wurden 12 Hochwässer für Sonthofen und 10 für Kempten aus den Jahren 1953 bis 1962.

Zur Gewinnung der Niederschlagsdaten standen im gesamten Einzugsgebiet vier autographische Niederschlagsmessgeräte / = ein Gerät auf 250 km²/ und cca 25 täglich abgelesene Niederschlagsmesser / = ein Gerät pro 40 km²/ zur Verfügung.

Bevor nun auf die speziellen Hochwasser-Berechnungen für die Iller eingegangen wird, soll noch einmal ganz kurz die dem Unitgraph-Verfahren zugrunde liegende Theorie erläutert werden [1]. /Bild 7/. Da die Einzugsgebiet-Charakteristika eines Flusses konstant bleiben, wird angenommen, dass für ähnliche Niederschläge auch ähnliche Abflussverhältnisse entstehen werden. Wenn eine solche lineare Proportionalität zwischen Niederschlag und Abfluss besteht, dann müsste es möglich sein, für jedes Einzugsgebiet für eine festgelegte Niederschlagsmenge und -verteilung eine charakteristische Einheits-Abflussganglinie aufzustellen. Eine solche ist der von L.K.Sherman [2] zuerst 1932 aufgestellte Unit Hydrograph oder kurz Unitgraph. Er ist definiert als diejenige Abflussganglinie, die aus einem inch Niederschlag während einer bestimmten Zeitdauer /z.B. 2 Stunden/ resultiert. Diese Linie würde dann als der 2-Stunden-Unitgraph bezeichnet werden.

Um die Berechnungen dem Dezimalsystem anzupassen, wurde in der vorliegenden Arbeit die massgebende Niederschlagsmenge von 1 inch auf 1 cm, bzw. 1 mm reduziert.

Aufgrund der in der Unitgraph Theorie vorausgesetzten linearen Abhängigkeit zwischen Niederschlag und Abfluss ist es möglich das Superpositionsgesetz anzuwenden, d.h. die im Bild 7 dargestellte Gesamtabflussganglinie mit den Ordinaten Q_1 bis Q_m wird dadurch gewonnen, dass man zunächst den Unitgraph U_1 bis U_m mit den jeweiligen Niederschlägen Q_1 bis Q_m multipliziert, in unserem Falle also mit $Q_1 = 13$, $Q_2 = 25$ und $Q_3 = 8$ mm, und dann diese vervielfachten Unitgraphs entsprechend ihren Anfangszeiten aufsummiert. Eine beliebige Ordinate der endgültigen Gesamtabflussganglinie zur Zeit $t = i$ ergibt sich somit zu:

$$Q_i = Q_1 U_i + Q_2 U_{i-1} + Q_3 U_{i-2} \quad /1/$$

Analog kann man auch verfahren, um den Unitgraph aus einer komplexen Abflussganglinie und zugehörigem komplexem Niederschlag zu ermitteln. Am einfachsten wäre es natürlich, den beispielsweise zweistündigen Unitgraph aus einem zweistündigen Regen, der gleichzeitig und gleichmässig über das ganze Einzugsgebiet gefallen ist, zu ermitteln. Da uns der Wettergott jedoch so gut wie nie diesen Gefallen tut, müssen wir den Unitgraph aus einer komplexen Ganglinie errechnen. Zu diesem Zweck führt man den umgekehrten Gedanken- und Rechnungsgang durch wie den, der zur Gleichung /1/ geführt hat, d.h. in dieser Gleichung sind nun alle Q_i -Werte und die Q_i -Werte bekannt und die Unitgraphordinaten U_i sind die Unbekannten. Man kann nun folgendes Gleichungssystem zur Berechnung der Unitgraphordinaten aufstellen [3]:

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q_1 U_1 \\ Q_2 &= Q_2 U_1 + Q_1 U_2 \\ Q_3 &= Q_3 U_1 + Q_2 U_2 + Q_1 U_3 \\ &\vdots \\ Q_i &= Q_i U_1 + Q_{i-1} U_2 + \dots + Q_3 U_{i-2} + Q_2 U_{i-1} + Q_1 U_i \\ &\quad \text{entspricht Gleichung /1/} \\ &\vdots \\ Q_m &= Q_m U_1 + Q_{m-1} U_2 + \dots + Q_3 U_{m-2} + Q_2 U_{m-1} + Q_1 U_m \end{aligned}$$

Obiges Gleichungssystem /2/ kann in Kurzschreibweise folgendermassen geschrieben werden:

$$Q = A \cdot U \quad /2/$$

wobei Q und U Vektoren $/1+m/$ und A eine $/m.m/$ Matrix ist:

$$\begin{array}{cccccccc}
 Q_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 Q_2 & Q_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 Q_3 & Q_2 & Q_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
 Q_i & Q_{i-1} & Q_{i-2} & \dots & Q_1 & \dots & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\
 Q_m & Q_{m-1} & Q_{m-2} & \dots & \dots & \dots & \dots & Q_1
 \end{array}$$

Dieses System von m Gleichungen mit m Unbekannten wurde in der Annahme aufgestellt, dass der Q -Vektor und der U -Vektor ebenso lang sind wie der Q -Vektor, nämlich jeweils m Zeitintervalle umfassen. Da dies in der Praxis wahrscheinlich selten der Fall sein wird, müssten sich die jeweils überzähligen Werte der Vektoren zu Null ergeben. Unter diesen Gegebenheiten lässt sich das System /2/ der m Gleichungen mit m Unbekannten U_1 bis U_m etwa nach Gauss-Jordan lösen.

Man kann jedoch sofort sehen, dass ein eventueller Fehler in der Bestimmung von U_1 , aus der ersten Gleichung des Systems, der leicht durch Messfehler von Q_1 bzw. Q_2 entstehen kann, sich in allen folgenden Gleichungen und somit auf die Bestimmung aller folgenden U -Werte auswirkt. Das gleiche gilt für alle folgenden Gleichungen. Somit müssten die letzten Unitgraph-Ordinaten die Fehler aller vorhergehenden ausgleichen. Dies führt jedoch zu unbrauchbaren Ergebnissen /siehe Bild 8/, da die errechneten Unitgraphordinaten zwischen extrem hohen positiven und negativen Werten oszillieren.

Da nun dieser direkte mathematische Lösungsweg keine brauchbaren Ergebnisse lieferte, musste eine Näherungslösung gesucht werden, bei der das mathematisch-statistische Prinzip der kleinsten Quadrate angewandt werden sollte [4]. Bei diesem Verfahren werden mehr Gleichungen aufgestellt als Unbekannte vorhanden sind. Die überzähligen Gleichungen dienen dazu, die Berechnung der Unbekannten derart zu optimieren, dass die Summe aller Fehlerquadrate zum Minimum wird.

Da bei unserem Problem die Anzahl der Abflussintervalle festliegt, konnte nur die Zahl der Unitgraphordinaten reduziert werden. Der Unitgraph dauert nunmehr vom Ende des letzten Niederschlagsintervalles bis zum letzten Wert der Abflussganglinie. Wenn m die Anzahl der Intervalle der Abflussganglinie ist und L die Zahl der Zeitintervalle des Niederschlages, so ergibt sich die Unitgraphlänge zu $n = m - L$ Zeitintervallen. Dies wiederum bedeutet, dass nun n unbekannte Unitgraphordinaten aus m Gleichungen berechnet werden müssen, wobei die $m - n = L$ überzähligen Gleichungen zur Anwendung des "Kleinste Quadrate" Prinzips zur Verfügung stehen.

Unser Gleichungssystem /2/ wird daher auf folgende Weise verändert:

bisher war

$$A(1:m, 1:m) \cdot U(1:m) = Q(1:m) \quad /2/$$

Der Vektor U verkürzt sich zu $U(1:n)$, und die quadratische Matrix A verwandelt sich in eine Rechtecksmatrix $A(1:m, 1:n)$. Lediglich der Vektor $Q(1:m)$ bleibt erhalten. Die Kurzschreibweise des neuen Gleichungssystems lautet daher:

$$A(1:m, 1:n) \cdot U(1:n) = Q(1:m) \quad /3/$$

oder bildlich:

$$\begin{array}{|c|} \hline A_{11} \quad A_{12} \quad \dots \quad A_{1n} \\ \hline A_{21} \quad A_{22} \quad \dots \quad A_{2n} \\ \hline \vdots \\ \hline A_{i1} \quad A_{i2} \quad \dots \quad A_{in} \\ \hline \vdots \\ \hline A_{n1} \quad A_{n2} \quad \dots \quad A_{nn} \\ \hline \vdots \\ \hline A_{m1} \quad A_{m2} \quad \dots \quad A_{mn} \\ \hline \end{array}
 \quad \times \quad
 \begin{array}{|c|} \hline U_1 \\ \hline U_2 \\ \hline \vdots \\ \hline U_i \\ \hline \vdots \\ \hline U_n \\ \hline \end{array}
 \quad = \quad
 \begin{array}{|c|} \hline Q_1 \\ \hline Q_2 \\ \hline \vdots \\ \hline Q_i \\ \hline \vdots \\ \hline Q_n \\ \hline \vdots \\ \hline Q_m \\ \hline \end{array}
 \quad /3/$$

Die einzelnen Gleichungen des Systems /3/ entstehen dadurch, dass jede Zeile i der A -Matrix mit dem Vektor U multipliziert und dem zugehörigen Q_i -Wert gleichgesetzt wird.

Unter Anwendung des Kleinsten Quadrate Prinzips werden nun die überzähligen Gleichungen auf folgende Weise zur Berechnung herangezogen: aus der Rechnung ergäbe sich für eine i^{te} Gleichung

$$A(i, 1:n) \cdot U(1:n) = \bar{Q}(i) \quad /4/$$

Hierin differiert das errechnete $\bar{Q}(i)$ um den Fehler F_i vom gemessenen $Q(i)$. Werden nun alle diese Fehler F_i quadriert und aufsummiert, erhalten wir als Summe der Fehlerquadrate:

$$F = \sum_{i=1}^m F_i^2 = \sum_{i=1}^m [\bar{Q}(i) - Q(i)]^2 \quad /5/$$

In Gleichung /5/ ist $\bar{Q}(i)$ jeweils aus Gleichung /4/ einzusetzen und $Q(i)$ ist der jeweils gemessene Wert der Abflussganglinie. Das Ziel ist, F ein Minimum werden zu lassen. Dazu muss

$$\frac{\partial F}{\partial U_i} = 0 \quad /6/$$

gesetzt werden. Dieses System von n partiellen Differentialgleichungen kann durch Ersetzen der A -Matrix durch die entsprechenden Q_i -Werte in folgendes Gleichungssystem umgeformt werden:

$$\frac{\partial F}{\partial U_i} = 2 \sum_{k=i}^m (\bar{Q}_k - Q_k) Q_{k-(i-1)} = 0 \quad /7/$$

Da der Vektor Q nur von 1 bis L läuft, die Schreibweise des Gleichungssystem /7/ ihn jedoch bis m verlangt, müssen die Werte Q_{L+1} bis Q_m gleich Null gesetzt werden.

Es ist also gelungen das Gleichungssystem /3/, das noch m Gleichungen mit n Unbekannten enthielt, nun in das Gleichungssystem /7/ umzuformen, das nur noch n Gleichungen mit n Unbekannten enthält und aus dem sich die n optimalen Unitgraphwerte ergeben.

Da der Rechenaufwand, der zum Gleichungssystem /7/ und dessen Lösung führt, im Falle der Iller geradezu ungeheuer gross wird /bis zu 130 Gleichungen mit cca 120 Unbekannten/, war eine Rechnung von Hand unausführbar. Die Berechnungen wurden daher an einer elektronischen Digitalrechenanlage ausgeführt.

Als erstes wurde ein Programm - im ALGOL-Code - geschrieben [6], das aus den Eingabedaten des Niederschlages und Abflusses das Gleichungssystem /2/ aufstellte und mit dem Gauss-Jordan-Verfahren direkt löste /Programm A /. Dieses lieferte die in Bild bereits gezeigten unbrauchbaren Werte für die Unitgraphordinaten.

Im nächsten Schritt wurde ein Programm aufgestellt /Programm B /, das das Gleichungssystem /3/ aufstellt. Die Umwandlung dieses Systems in das Gleichungssystem /7/ und die Lösung der dort entstandenen Gleichungen geschieht über ein in Programm B eingebautes Bibliotheksprogramm "LINFIT 2" [7], das die unbekannt Unitgraphordinaten unter Verwendung von Householder Spiegelungen gewinnt. /Bild 9/.

Ein weiteres Programm /Programm C / /Bild 10/ berechnet unter Verwendung des in Programm B gefundenen Unitgraphs und einer beliebigen Niederschlagsverteilung die aus diesem Niederschlag resultierende Abflussganglinie über das Gleichungssystem /1/. Diese mit Hilfe von Programm C berechneten Abflussganglinien sollen auf ihre Übereinstimmung mit den tatsächlichen auftretenden /und gemessenen/ Ganglinien geprüft werden. Hierzu dient zum einen die graphische Darstellung und deren Beurteilung, zum anderen wurde angestrebt, ohne Inspektion des graphischen Bildes nur durch eine einzige Zahl ein Mass für die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung zu erhalten. Zu diesem Zweck wurde ein Ausdruck "Deviation" geschaffen, der seinen Namen aufgrund der Verwandtschaft dieser Grösse mit der bekannten statistischen "standard deviation" bekommen hat. Diese hydrologische Deviation sollte dimensionslos und für verschiedenen grosse Einzugsgebiete vergleichbar sein, und sie sollte Abweichungen an der Spitze stärker bewerten als solche an der Basis. Es wurde von folgendem Ansatz ausgegangen:

$$D = \frac{\int |Q_r - Q_m| \cdot dt}{\int dt}$$

Q_r - gerechnete Abflussganglinie
 Q_m - gemessene Abflussganglinie
 t - Zeit

D wäre somit die mittlere Abweichung zwischen den beiden Ganglinien. In Summenform ergäbe sich daraus, wenn n Zeitintervalle Δt gewählt werden:

$$D = \frac{\sum |Q_r - Q_m| \cdot \Delta t}{n \cdot \Delta t} = \frac{\Delta t \sum |Q_r - Q_m|}{\Delta t \cdot n}$$

Die Abweichung an der Basis soll das Gewicht "0", die an der Spitze das Gewicht "2" haben, damit im Mittel das Gewicht "1" entsteht:

$$D = \frac{\sum |Q_r - Q_m| \cdot 2 \cdot Q_m}{n \cdot S_m}$$

S_m - gemessener Spitzenabfluss

Dieser Ausdruck D ist noch mit der Dimension des Abflusses behaftet und somit auch noch von der Grösse des Einzugsgebietes abhängig. Um diese Einflüsse auszuschalten, wird D nun in Prozent des gemessenen Spitzenabflusses ausgedrückt:

$$D = \frac{\sum |Q_r - Q_m| \cdot Q_m \cdot 2}{n \cdot S_m} \cdot \frac{100}{S_m}$$

Dieser Ausdruck

$$Dev = 200 \cdot \frac{\sum |Q_r - Q_m| \cdot Q_m}{n \cdot S_m^2}$$

ist unsere hydrologische Deviation und kann verstanden werden als gewogene mittlere Abweichung, angegeben in Prozent des jeweiligen Spitzenabflusses. Bei völliger Übereinstimmung der beiden Kurven würde sich somit die Deviation zu Null ergeben; bei Vorhandensein der gemessenen Kurve /in Dreiecksform/ und Nichtvorhandensein der gerechneten Kurve /alle Ordinaten gleich Null/ ergäbe sich eine Deviation von 50,0 - um nur zwei Extremfälle zu nennen. Nach den derzeit in der Hydrologie geltenden Masstäben dürften Deviationen bis in die Grössenordnung von 8,00 als gute Lösungen, Deviationen bis cca 15,00 als noch brauchbare Ergebnisse angesehen werden.

Bei den Berechnungen für die Iller wurde zunächst von allen gemessenen Ganglinien der "baseflow" abgezogen, das ist derjenige Anteil des Abflusses, der nicht unmittelbar auf den Hochwasserregen zurückzuführen ist. Es wurde dabei

nach den Anregungen von Linsley [3, 4] vorgegangen. Dann wurde aus den täglich abgelesenen Niederschlagsaufzeichnungen die gewogene mittlere Hochwasserregenhöhe für jedes Hochwasser bestimmt. Aus den Streifen der schreibenden Niederschlagsmesser wurde die gemittelte prozentuale zeitliche Verteilung des Gesamtregens gewonnen. Der abflusswirksame Niederschlag /excess rain/ wurde aus der Niederschlagsganglinie durch Abzug der Verluste /basin recharge/ mittels der ϕ -Index Methode [3, 4] und durch Volumenvergleich mit dem Abfluss gefunden. Die massgebende Anfangszeit des Regens wurde durch den Regenschreiber in der Mitte des Einzugsgebietes festgelegt. Als Zeitintervall Δt wurde die halbe Stunde gewählt, was zu einer wesentlichen Verbesserung der Genauigkeit gegenüber den sonst üblichen zwei bis sechs Stunden führen sollte. Damit wächst allerdings auch der mathematische Arbeitsaufwand gewaltig, was sich in Rechenzeit und -kosten niederschlägt.

Zunächst wurden nun aus den bekannten Hochwässern willkürlich einige zur Ermittlung des Unitgraphs ausgewählt. Für Sonthofen wurden aus 12 Hochwässern vier, für Kempten aus 10 Hochwässern drei ausgesucht. Die mit Programm B aus diesen Hochwässern gewonnenen Unitgraphs wurden auf übliche Weise gemittelt /siehe Bild 11/ [3, 4] .

Dieser gemittelte Unitgraph diente nun zur Berechnung sämtlicher Hochwasser-ganglinien aus dem Niederschlag mit Hilfe von Programm C . Werden die so berechneten Ganglinien nun mit den gemessenen verglichen, ergibt sich als mittlere Deviation von allen Sonthofener Hochwässern der Wert

Dev = 8,57 und für Kempten *Dev = 10,40*.

Die Bilder 12 bis 19 zeigen jeweils zwei typische Beispiele /Bilder 12, 13, 16, 17/ und je ein besonders schlechtes /Bilder 14 und 18/ und ein gutes Beispiel /Bilder 15 und 19/ aus der Gesamtheit der Berechnungen. Tabelle 1 gibt sämtliche Deviationswerte der Berechnung an.

Das Ergebnis zeigt, dass für das kleinere Gebiet von Sonthofen mit einer Einzugsgebietsfläche von 400 km² die mittlere Deviation mit 8,57 noch eben im Bereich guter Übereinstimmung liegt, während die Ergebnisse für Kempten /Einzugsgebiet = 1000 km²/ mit einer mittleren Deviation von 10,40 bereits nicht mehr als gut, wohl aber als brauchbar bezeichnet werden können. Die Berechnung der statistischen "standard deviation" [5] der mittleren hydrologischen Deviation, die ein Mass für die Schwankungsbreite dieser Mittelwerte darstellt, ergab sich in beiden Fällen zu cca 5,0 und zeigt somit erfreulicherweise keine Zunahme mit Anwachsen der Einzugsgebietsgrösse.

Ein weiterer wichtiger Faktor bei der Bewertung eines Verfahrens ist die erforderliche Computerzeit und somit die Kosten der Berechnung. Bei halbstündlichen Zeitintervallen ergaben sich für Programm B zur Unitgraphbestimmung bis zu 130 Gleichungen mit 120 Unbekannten, was an der uns zur Verfügung stehenden Telefunken TR 4 Rechenanlage zu cca fünf Minuten Rechenzeit führte. Die Kosten für die Maschine betragen zur Zeit DM 1 500,- pro Stunde. Programm C dagegen benötigt zur Gangliniensynthese für einen Datensatz nur cca eine Minute.

Es wurde auch untersucht, ob eventuell die Wahl von Zeitintervallen von einer Stunde günstiger wäre. Die Rechenzeit reduzierte sich hierbei, aber auch die Genauigkeit nahm geringfügig ab. Es bleibt im Einzelfall dem Bearbeiter des jeweiligen Problems überlassen, das Optimum aus gewünschter Genauigkeit, Rechenzeit /d.h. Kosten/ und Maschinenkapazität zu finden [8] .

Es kann zusammenfassend gesagt werden, dass das Unit Hydrographverfahren in Alpenflüssen bis zu cca 500 km² Einzugsgebietsfläche mit guter Genauigkeit und bis cca 2000 km² Fläche mit brauchbarer Genauigkeit angewandt werden kann. Diese Werte liegen jedoch weit unter dem von den Amerikanern [3, 4] angegebenen Wert von Einzugsgebietsgrößen bis zu 5000 km².

Zum Schluss sei noch darauf hingewiesen, dass am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Hochschule München zur Zeit an einem anderen Verfahren [9] gearbeitet wird, von welchem Genauigkeiten in den berechneten Hochwässern erwartet werden können, deren Deviationen besser ausfallen als die mit dem Unitgraphverfahren erzielten. Veröffentlichungen hierüber sind noch in diesem Jahr zu erwarten.

Literatur

- [1] J.C.I. Dooge; A general theory of the unit hydrograph, Journal of Geophysical Research Vol.64 No.2, Febr.1959
- [2] L.K. Sherman; Streamflow from rainfall by the unitgraph method, Eng. News Recort, Vol. 108, 1932
- [3] Linsley, Kohler, Paulhus; Hydrology for engineers, Mc Graw Hill, Book Comp. NY, 1958
- [4] Linsley, Kohler, Paulhus; Applied hydrology, Mc Graw Hill Book Comp. N.Y., 1949
- [5] J.E. Freund; Mathematical statistics, Prentice Hall Inc, N.J., 1962
- [6] R. Baumann; ALGOL Manual der ALCOR-Gruppe, R.Oldenburger Verlag, München - Wien, 1965
- [7] Golub; Numerical methods for solving linear least squares problems, Num. Mathematik 7, 1965
- [8] D. Lauterbach, E. Glos; Some aspects for computing unit hydrographs from observed flood hydrographs Bulletin of the International Assoc. of Scientific Hydrology, Sept. 1966
- [9] G.A. Schultz; Eine neue Methode zur Katastrophenhochwasserberechnung mit Hilfe von Elektronischen Rechenmaschinen, Die Wasserwirtschaft, Okt. 1965

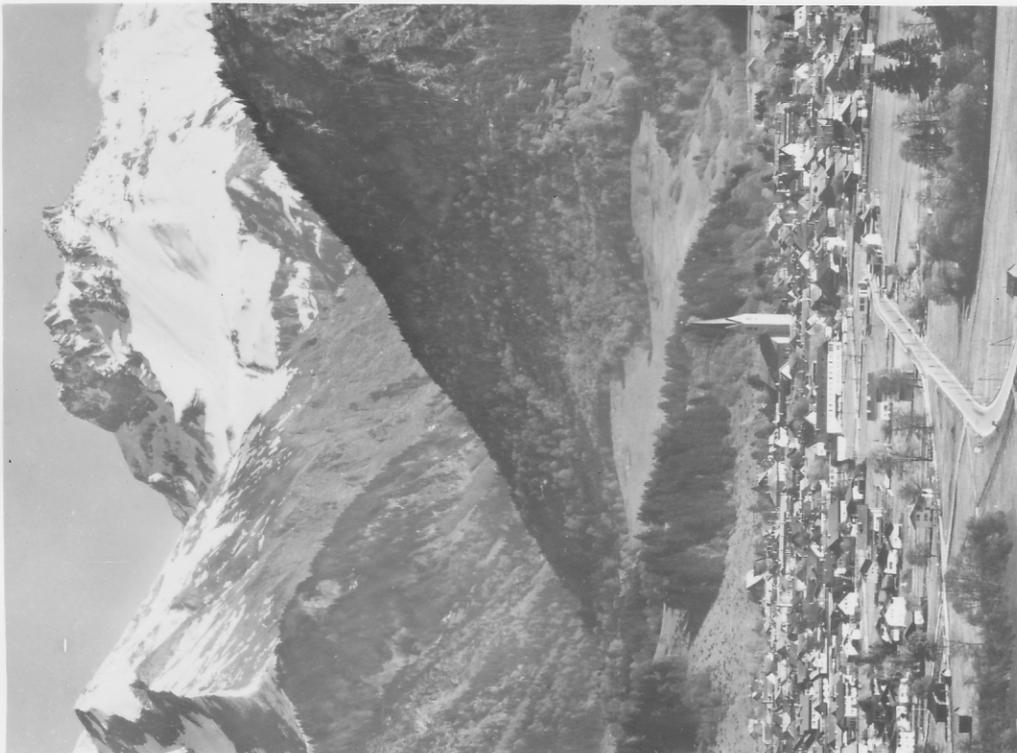


BILD 1: Zusammenfluß von drei
Flüssen zur Iller bei
Oberstdorf



BILD 2 :
Iller in Kempten
bei Niedrigwasser



BILD 3 :
Entstehung natürlicher
Vorfluter



BILD 4: Iller Einzugsgebiet bei Kempten



BILD 5: Autographische Niederschlagsstation



BILD 6: Iller Wasserscheide

BILD 8

1.11.

Vergleich der Ergebnisse der beiden Methoden
zur Unitgraphaufstellung.
11/ August 1957, Spitze

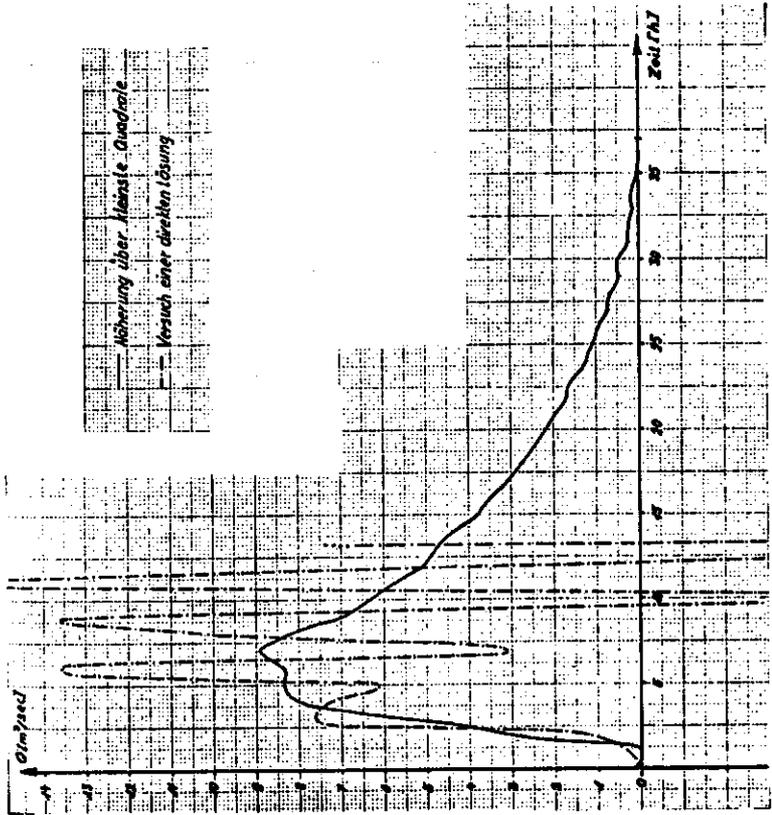
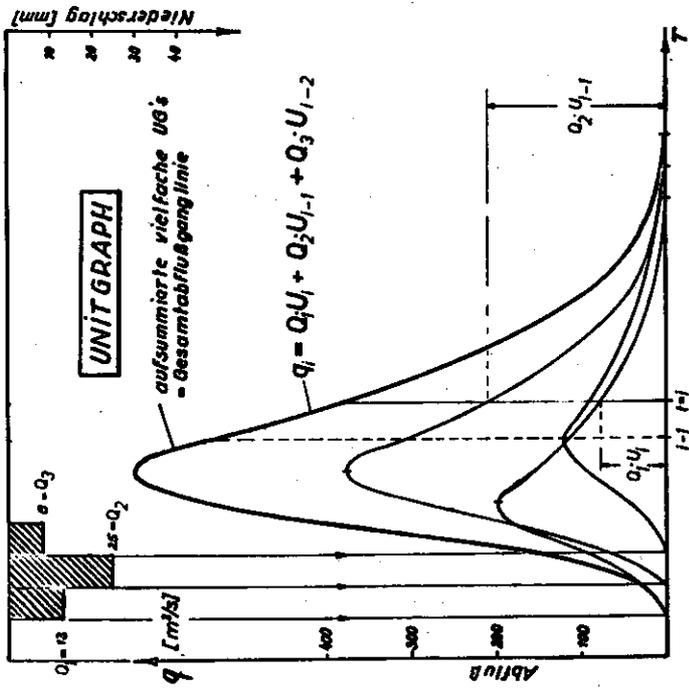
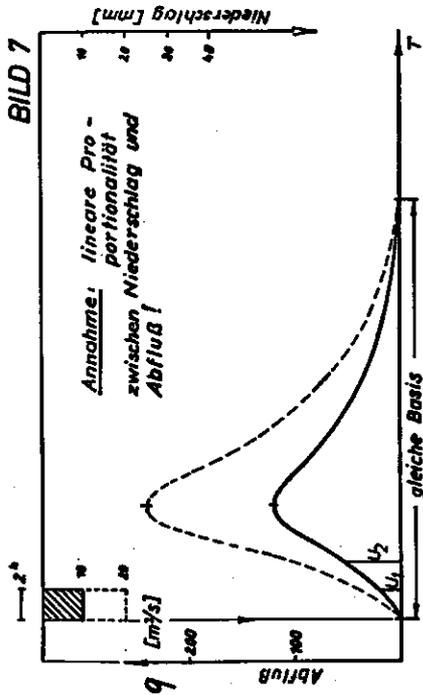


BILD 7



1.12

BILD 9

```

ALGOR TR4 (2) MV 8 , JULY 66 , MODE 2 PROGRAMM B.
'BEGIN'
'COMMENT', 'AUFSTELLEN DES UNITGRAPH LEAST SQUARES, DEZ 66'
'PROCEDURE' LINFIT2
'CODE'
'INTEGER' M,N,L,I,J,K
'REAL' FLAECHE,SUM
READ(L,M)
N:=M-L
READ(FLAECHE)
'BEGIN'
'REAL' MIN
'ARRAY' U(1:N)
'ARRAY' C(1:M,0:N)
'ARRAY' P,DP(1:N)
'ARRAY' Q(1:M)
'ARRAY' B(1:M)
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' M 'DO'
'BEGIN'
Q[I]:=0
'FOR' J:=1 'STEP' 1 'UNTIL' N 'DO'
C[I,J]:=0
'END'

UNITGRAPHBERECHNUNG NACH LEAST SQUARES, PROGR. DEZ66)))
WRITE('('
WRITE('('

GEMESSENE ABFLUSSGANGLINIE IN QBM/SEC)))
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' M 'DO'
'BEGIN'
READ(B[I])
PRINT(B[I])
'END'

WRITE('('

GEMESSENE EXCESS NIEDERSCHLAGSGANGLINIE IN MM)))
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' L 'DO'
'BEGIN'
READ(Q[I])
PRINT(Q[I])
'END'
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' 1 'DO'
'FOR' K:=1 'STEP' 1 'UNTIL' M 'DO'
C(K,I)=Q(K)
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' (N-1) 'DO'
'FOR' K:=1 'STEP' 1 'UNTIL' (N-1) 'DO'
C(K+1,I+1)=C(K,I)
'FOR' J:=0 'DO'
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' M 'DO'

C(I,J)=B(I)
LINFIT2(M,N,C,P,DP,MIN,SING)
SUM:=0
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' N 'DO'
'BEGIN'
U[I]=P[I]
SUM:=SUM+U[I]
'END'
SUM:=SUM*1,800/FLAECHE

WRITE('('

ERRECHNETE UNITGRAPH ORDINATEN)))
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' N 'DO'
PRINT(U[I])

WRITE('('

UG PRODUCING RAIN IN MM, SOLLWERT IST 1.00)))
PRINT(SUM)
SING: WRITE('(' SINGULAERE LOESUNG'))
'END'
PAGE
'END'

```

```

ALCOR TR4 (2) MV 8 , JULY 66 , MODE 30
'BEGIN'
'COMMENT: GANGLINIENBERECHNUNG MITTELS UNITGRAPH PROGRAMM C
'INTEGER H,I,J,K,L,M,N
'REAL SM,DIFF,VOL,F,FLAECHE,ANFZ,GEMVOL,DELTO,SUDELT,DEV
READ(L,M,N);
'BEGIN'
'ARRAY U,Q(1:M+L-1);
'ARRAY KLG,KLQ,MMQ(1:N);
WRITE('('GANGLINIENBERECHNUNG'))); WRITE('('
UNITGRAPHORDINATEN')));
'FOR I:=1 STEP 1 UNTIL L'DO'
'BEGIN'
READ(U(I)); PRINT(U(I));
'END';

NIEDERSCHLAGSORDINATEN')));
'FOR I:=1 STEP 1 UNTIL M'DO'
'BEGIN'
READ(Q(I)); PRINT(Q(I));
'END';
'FOR K:=M+1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
Q(K):=0;
'FOR K:=L+1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
U(K):=0;
'FOR K:=1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
KLQ(K):=0;
'FOR K:=1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
'BEGIN'
'FOR J:=K STEP -1 UNTIL 1'DO'
'BEGIN'
H:=K-J+1;
KLQ(K):=KLQ(K)+U(J)*Q(H);
'END';
'END';
READ(FLAECHE,F,SM,GEMVOL);
'FOR K:=1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
MMQ(K):=KLQ(K)*3.6/FLAECHE;
READ(ANFZ);
ANFZ:=ANFZ+F;
SUDELT:=VOL:=0;

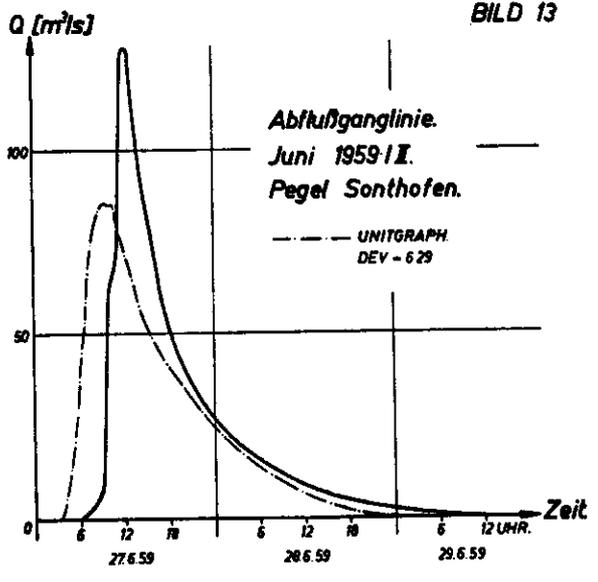
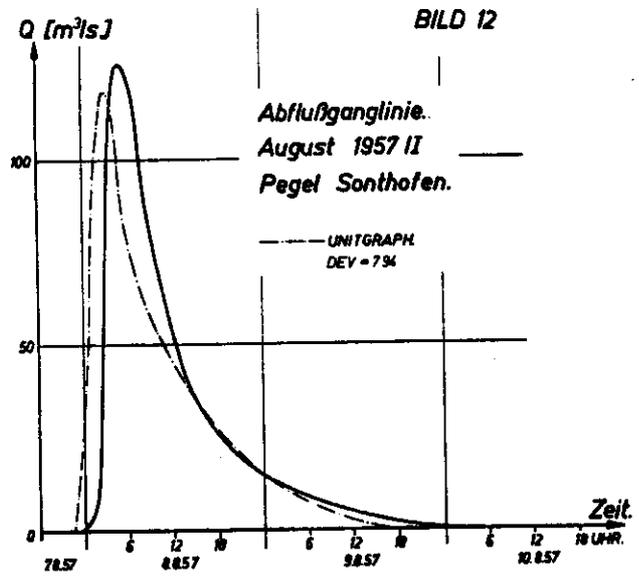
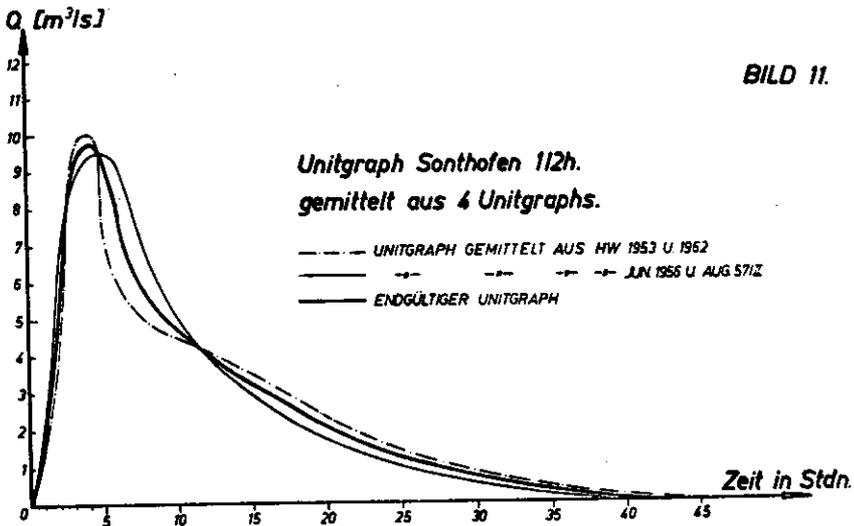
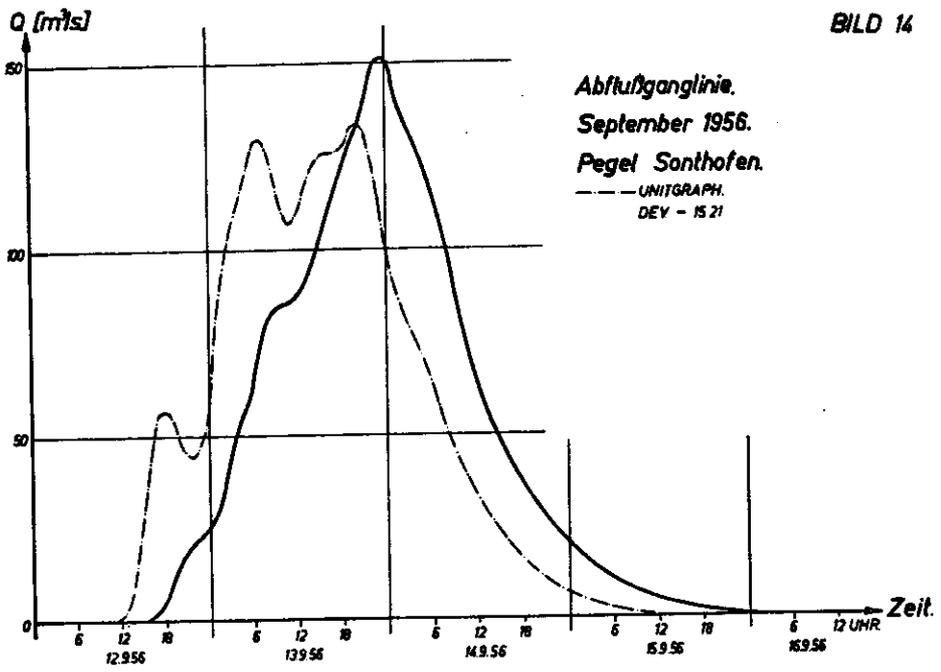
UHRZEIT ABFLUSS QMS ABFLUSS MMH')));
'FOR I:=1 STEP 1 UNTIL M+L-1'DO'
'BEGIN'
ANFZ:=ANFZ+F;
'IF ANFZ GREATER 24 THEN'
ANFZ:=ANFZ-24;
PRINT(ANFZ,KLQ(I),MMQ(I));
VOL:=VOL+KLQ(I);
'END';
'FOR I:=1 STEP 1 UNTIL N'DO'
READ(KLG(I));
'FOR I:=M+L-1 STEP 1 UNTIL N'DO'
KLQ(I):=0;
'FOR I:=1 STEP 1 UNTIL N'DO'
'BEGIN'
DELTO:=ABS(KLO(I)-KLQ(I));
SUDELT:=SUDELT+DELTO+KLG(I);
'END';
VOL:=VOL+3600*F;
DIFF:=ABS(GEMVOL-VOL);
DIFF:=100*DIFF/GEMVOL;

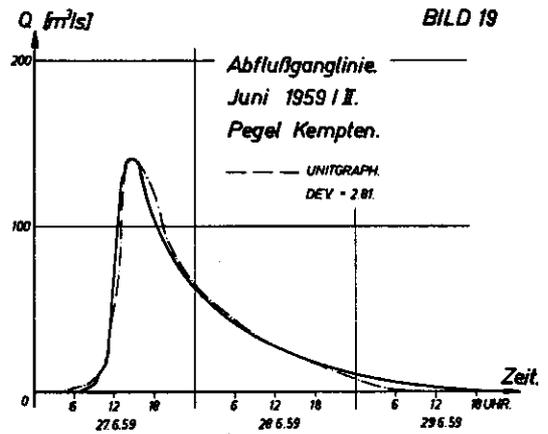
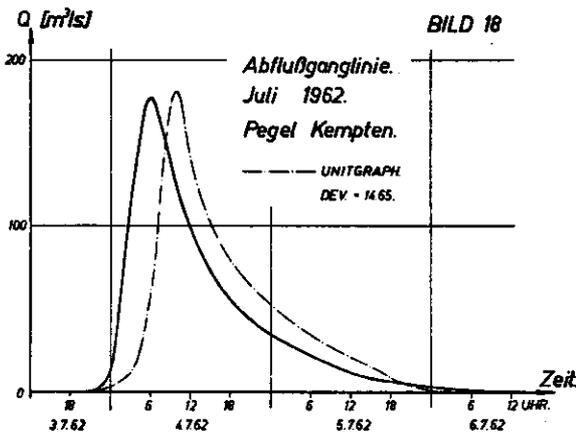
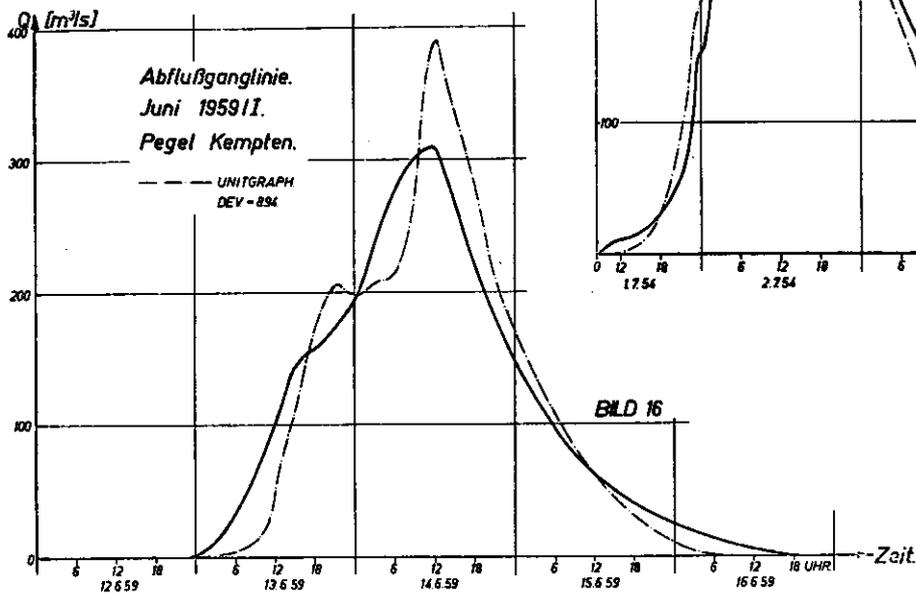
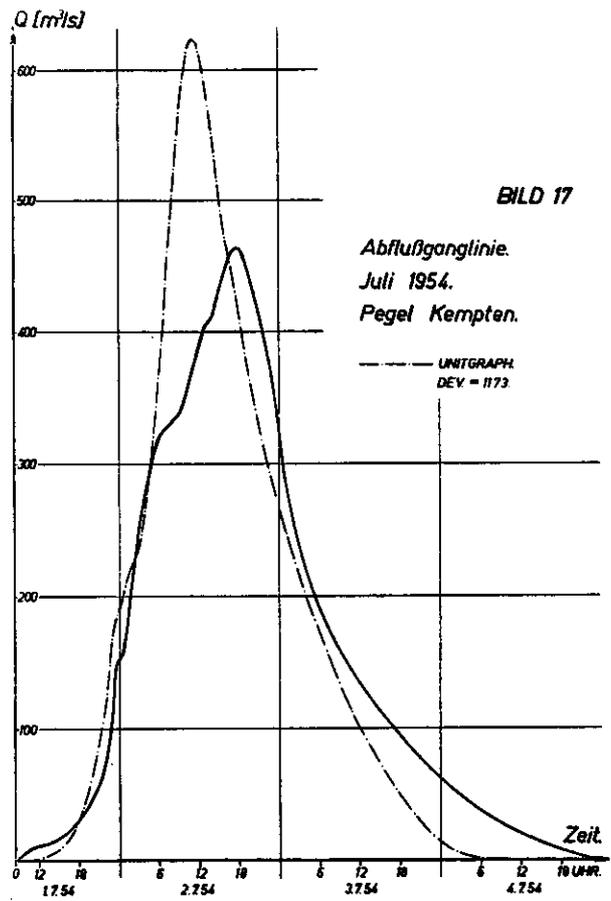
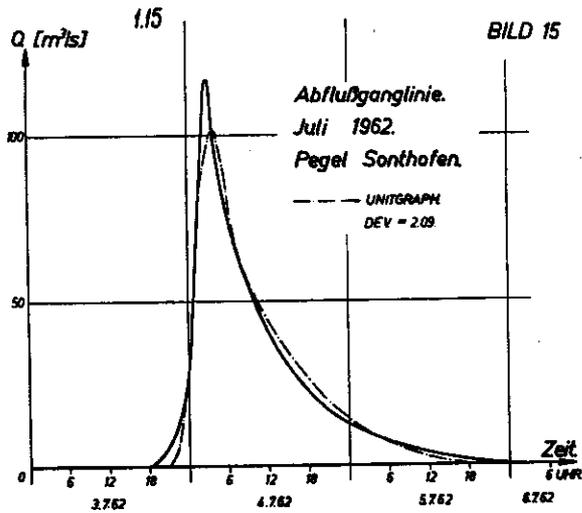
GERECHNETES VOLUMEN')));
PRINT(DIFF);
'IF VOL GREATER GEMVOL THEN WRITE('('PROZENT ZU GROSS')));
'ELSE WRITE('('PROZENT ZU KLEIN')));
DEV:=100*SUDELT/SM/SM/(M+L-1);

DEVIATION')));
PRINT(DEV*2);
'END';
PAGE;
'END'

```

1.14





Deviationen zwischen gerechneten und gemessenen Ganglinien

| | Sonthofen | Kempton |
|--------------------------------|-----------|---------|
| Hochwasser Mai 1953 | 19,39 | 20,97 |
| Hochwasser Juli 1954 | 4,45 | 11,73 |
| Hochwasser Juli/August 1955 | 5,92 | 13,07 |
| Hochwasser Juni 1956 | 3,38 | - |
| Hochwasser Sept. 1956 | 15,21 | 12,46 |
| Hochwasser Juli 1957 | 15,00 | 4,49 |
| Hochwasser Aug. 1957 I | 7,94 | - |
| Hochwasser Aug. 1957 II | 11,28 | 7,78 |
| Hochwasser Juni 1959 I | 5,83 | 8,94 |
| Hochwasser Juni 1959 II | 6,29 | 2,81 |
| Hochwasser Aug. 1960 | 6,03 | 7,11 |
| Hochwasser Juli 1962 | 2,09 | 14,66 |
| Mittelwert | 8,57 | 10,40 |
| stand. deviat. | 5,18 | 4,61 |

А Н Н О Т А Ц И Я

В связи с международной гидрологической декадой Кнеско, в институте строительства водных сооружений при Высшей технической школе в Мюнхене исследовались различные методы расчетов паводков. Особенно интересно было исследовать вопрос, насколько для среднеевропейских и альпийских рек пригодна методика единичного гидрографа, получившая широкое распространение и на Востоке и на Западе.

Теория единичного гидрографа была применена в классической форме, то есть как линейная зависимость между осадками с стоком.

Поскольку для получения единичного гидрографа на основе сведений об осадках и стоке при использовании статистического принципа наименьших квадратов потребовалось произвести большое количество вычислительных операций /130 уравнений со 120 неизвестными/, была применена электронная дигитальная вычислительная машина /Телефункен TR 4/.

Краткий разбор основной теории был произведен путем сравнения двух программ вычислительных машин /БУС/ в коде АЛГОЛ, который в Европе применяется чаще всего.

По программе Ц рассчитывается гидрограф паводка синтезом имеющихся данных об осадках и единичного гидрографа, полученного по программе В.

На основе отклонений синтезированного гидрографа от полученного в результате гидрометрических измерений было произведено их сравнение. Результаты указали, что для альпийских бассейнов площадью до 400 км^2 результаты вычислений по методу единичного гидрографа дают хорошее совпадение с результатами измерений, тогда как для бассейнов более 1000 км^2 совпадение уже не совсем хорошее, но еще приемлемое.

S U M M A R Y

During investigations under the sponsorship of the UNESCO international hydrologic decade the Unit Hydrograph concept was tested for the conditions of an alpine river. Two gauges of the Iller river were selected, the smaller of which had a drainage area of about 160 sq.mi. and the larger of about 400 sq.mi. Twelve floods were tested in each watershed.

The Unitgraph theory was applied in its classic form, i.e. linear relationship between rainfall and runoff was assumed. Since the generating of an Unitgraph from given rainfall and runoff records using the statistic least squares principle involved an excessive amount of calculation work /solving 130 equations with 120 unknowns/ the aid of an electronic digital computer /Telefunken TR 4/ became inevitable.

A brief explanation of the basic theory is followed by the discussion of two computer programs /B and C/ written in ALGOL code, which is the most frequently used code in Europe. Program B generates the unitgraph from given data using the least squares principle and solving the system of equations by Householder transformations.

Program C synthesizes the flood hydrographs from given rainfall information using the unitgraph as gained from program B. The idea was now to compare the synthesized and measured hydrographs by a "deviation" expression. The result was that for alpine catchments up to about 200 sq.mi. the unitgraph method shows good agreements with measurements whilst for larger catchments up to about 500 sq.mi. the results were not very good anymore but still tolerable.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS/
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

2

BAUCH Wolfram, (München)

Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen
Modell der Donaustrecke Regensburg—Straubing

БАУХ Волфрам, (Мюнхен)

Исследование возможностей прогноза уровней воды на моделирующей
установке (длиной 600 м) на участке р. Дунай
от Регенсбурга до Штраубинга

BAUCH Wolfram, (München)

Výskum predpovedí vodných stavov na 600 m dlhom modeli
úseku Dunaja Regensburg—Straubing

BAUCH Wolfram, (München)

Recherche concernant les prévisions du niveau d'eau sur un modèle
de 600 m de longueur du tronçon du Danube Regensburg—Straubing

BAUCH Wolfram, (Munich)

Research of the Gauge Heights Forecasting on the 600-Metres
(660 Yards)-long Model Reach of the Danube River
(from Regensburg to Straubing)

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

UNTERSUCHUNGEN UEBER WASSERSTANDSVORHERSAGEN
AN EINEM 600 m LANGEN MODELL DER DONAUSTRECKE
REGENSBURG - STRAUBING

Dipl. - Ing. Wolfram BAUCH
Technische Hochschule München, Versuchsanstalt für Wasserbau

1. KURZE MODELLEBESCHREIBUNG

1 - 1. Versuchszweck

In der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule München in Obernach befindet sich zur Zeit ein Modellversuch in Betrieb, der in mancher Hinsicht aus den sonst durchgeführten Versuchen herausragt. Es handelt sich um den Modellversuch über die Kanalisierung der Donautrecke Regensburg-Straubing. Dieser Flussabschnitt soll, hauptsächlich zur Erzielung besserer Schiffahrtsverhältnisse, mit Staustufen versehen werden. Die Untersuchung wird durchgeführt, um den Einfluss der geplanten Baumasnahmen auf den Ablauf von Hochwasserwellen in der betrachteten Flussstrecke feststellen zu können.

1 - 2. Modellgrösse und Messeinrichtungen

Die Länge der im Modell dargestellten Flussstrecke beträgt 59 km. Daraus ergab sich, unter Ausnutzung des zur Verfügung stehenden Geländes, der Längenmassstab mit 1 : 100 /Abb. 1/. Das Modell hat also 590 m Flusslänge. Der Höhenmassstab beträgt 1 : 25. Für die hier durchgeführten Untersuchungen ist die grosse Länge des Modells das Wesentliche. Es genügt nicht mehr, von einem Hochwasser nur den Spitzenabfluss zu untersuchen, obwohl das natürlich auch wichtig ist. Der Faktor "Zeit" spielt beim Ablauf einer Hochwasserwelle eine so grosse Rolle, dass instationäre Versuche unerlässlich sind. Daraus ergeben sich ganz besondere Forderungen an die Masstechnik und an die Wasserzugabe des Modells.

Den Beginn des Modells stellt das Einlaufbauwerk dar, das folgende Aufgaben hat:

- a. Jede im Modell benötigte konstante Wassermenge muss einstellbar sein.
- b. Beliebige Hochwasserwellen /aus der Natur gemessene oder konstruierte/ müssen in das Modell eingegeben werden können.

Als Ergebnis zahlreicher Vorstudien wurde für das Einlaufbauwerk eine Lösung gefunden, bei der ein breiter Überfallstrahl konstanter Höhe mittels eines beweglichen Strahlteilers in zwei Abschnitte geteilt wird: Modellwassermenge und Überschusswasser /Abb. 2/. Die überfallende Wassermenge ist dabei proportional der abgeteilten Strahlbreite. Der Strahlteiler wird durch eine Istwert-Sollwert-Nachlaufsteuerung automatisch eingestellt. Istwert- und Sollwertgeber sind Potentiometer, die gleichzeitig mit dem Strahlteiler geeicht wurden. Konstante Wassermengen werden am Sollwertpotentiometer von Hand eingestellt, Hochwasserwellen werden durch einen Programmgeber gesteuert, der über eine Schablone in Form des gewünschten Hochwassers das Sollwertpotentiometer bewegt.

Der Wasserstand im Modell wird bei stationären Versuchen in herkömmlicher Weise mit Stechpegeln aufgenommen. Bei instationären Versuchen wird die HW-Welle durch Schreibpegel registriert, die an allen Pegelstellen der Natur auch im Modell aufgestellt sind. Für das Donaumodell sind 2 Pegelsysteme verwendet worden.

a. Neyrpic-Pegel

Es handelt sich hierbei um Laborpegel mit hoher Genauigkeit. Der Wasserstand wird von einer dünnen Elektrode abgetastet, die Stellung der Elektrode (=Wasserstand/ wird über Zahnräder direkt auf die Schreibfeder übertragen.

b. Metrawatt-Pegel

Diese Pegel arbeiten mit 3 Elektroden, die sich auf die Wasseroberfläche einstellen. Im Gegensatz zu den Neyrpic-Pegeln wird der Messwert elektrisch auf einen Punktdrucker übertragen.

Am Modell befinden sich noch weitere Einrichtungen, z.B. ein grosses Auslaufbauwerk, die hier jedoch nicht interessieren.

Mit diesem Modell und seinen Messeinrichtungen steht der Versuchsanstalt ein langes Gerinne zur Durchführung instationärer Versuche zur Verfügung, die unter günstigen Bedingungen ablaufen. Besonders vorteilhaft ist dabei folgendes:

- a. Die Gerinneform ist genau bekannt.
- b. Die Messmöglichkeiten sind sehr gut.
- c. Jede beliebige Hochwasserwelle kann untersucht werden.
- d. Alle Schlüsselkurven sind genau bekannt.

Neben den für den Auftraggeber wichtigen Versuchen wird das Modell benutzt, um Berechnungsverfahren über das Fortschreiten von Hochwasserwellen anzuwenden und mit Modellversuchen zu vergleichen.

2. METHODEN ZUR HOCHWASSERBERECHNUNG

Im folgendem sollen drei Methoden zur Hochwasserberechnung /flood routing/ beschrieben werden, zwei von ihnen beruhen auf den hydraulischen Grundgleichungen für instationäres Fließen, eine ist ein sog. hydrologisches Verfahren, bekannt als Muskingum-Methode. Diese Berechnungsmethode dürfte im Rahmen des Kongressthemas am meisten interessieren. Es soll daher zunächst über die Arbeitsweise und Ergebnisse dieses Verfahrens berichtet werden.

2 - 1. Die Muskingum-Methode

Die Grundgleichung für die Entwicklung hydrologischer Berechnungsverfahren für Hochwasserwellen ist die Kontinuitätsbedingung. Sie besagt, dass die Differenz der in einem Bereich ein- und ausströmenden Wassermengen während einer bestimmten Zeit gleich ist der Änderung der Retention. Als Gleichung erhält man:

$$\frac{J_2 - J_1}{\Delta t} = \frac{J_1 + J_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad /1/$$

Abb. 2 veranschaulicht diese Gleichung. Die Erläuterung der Bezeichnungen befindet sich auf Seite 2.8

Die zweite zur Berechnung notwendige Gleichung beschreibt die Retention zwischen Einlauf- und Auslaufquerschnitt. Bei der Muskingum-Methode, die 1934 von Mc Carthy et al. [1] im Zusammenhang mit der Planung von Hochwasserschutzbauten am Muskingum-River entwickelt wurde, werden Ein- und Ausfluss benutzt, um die Retention als Funktion des "gewogenen mittleren Ausflusses" auszudrücken.

In Abb. 3 wird das in einem Bereich der Länge K schematisch dargestellt. Darin bedeutet K die Durchflusszeit durch den Bereich. Die gesamte Retention beträgt also:

$$S = K \cdot O + K \cdot x (J - O) \quad /2/$$

x ist ein Faktor, der die Bedeutung von Einfluss und Ausfluss gegeneinander abwägt. Er wird zu null bei Ausfluss aus einem See, da die Retention praktisch nur vom Auslauf abhängig ist. Für eine gleichförmig fortschreitende Welle wird er zu 0,5, weil Einfluss und Ausfluss gleichwertig sind. Bei einem natürlichen Fluss liegt der Wert von x zwischen diesen beiden Extremen. Schreibt man Gl /2/ in der Form:

$$S = K [x \cdot J + (1-x) \cdot O] \quad /2a/$$

so erkennt man, dass K die Neigung der Kurve "Retention S " gegen "gewogenen Abfluss $[x \cdot J + (1-x) \cdot O]$ " darstellt. Auf Grund dieser Beziehung kann K graphisch bestimmt werden.

Für ein Zeitintervall Δt beträgt die Änderung der Retention

$$S_2 - S_1 = K [x (J_2 - J_1) + (1-x) \cdot (O_2 - O_1)] \quad /3/$$

Gleichungen /1/ und /3/ kombiniert und nach K aufgelöst ergeben

$$K = \frac{\Delta t \frac{J_2 + J_1}{2} - \frac{O_2 + O_1}{2}}{x \cdot (J_2 - J_1) + (1-x) \cdot (O_2 - O_1)} \quad /4/$$

Daraus erhält man die Arbeitsgleichung:

$$O_2 = C_0 \cdot J_2 + C_1 \cdot J_1 + C_2 \cdot O_1 \quad /5/$$

mit
$$C_0 = \frac{0,5 \Delta t - K \cdot x}{K - K \cdot x + 0,5 \Delta t} \quad /6/$$

$$C_1 = \frac{0,5 \Delta t + K \cdot x}{K - K \cdot x + 0,5 \Delta t} \quad /7/$$

und
$$C_2 = \frac{K - K \cdot x - 0,5 \Delta t}{K - K \cdot x + 0,5 \Delta t} \quad /8/$$

O_2 in Gleichung /5/ stellt für einander folgende Zeitintervalle die gesuchte Auslaufganglinie dar, wobei jeweils das errechnete O_2 zum O_1 im folgenden Zeitabschnitt wird, entsprechend verändern sich die J -Werte. Die Koeffizienten C_0, C_1, C_2 werden mit aus früheren Hochwasserereignissen bekannten Werten von X und K ermittelt, dabei muss der gewählte Zeitabschnitt Δt grösser als $2KX$ sein, um negative Werte von C_0 zu vermeiden.

K und X wird wie folgt bestimmt:

Aus Gleichung /1/ wird die Ganglinie der Retension eines bekannten Hochwassers berechnet und für verschiedene Werte von X der gewogene Abfluss $[X \cdot J + (1-X) \cdot O]$ bestimmt. Für jeden Wert X erhält man in einem "Retension"- "gewogener Abfluss"-Diagramm eine schleifenförmige Kurve. Gewählt wird derjenige X -Wert, für den diese Schleife sich am besten einer Geraden nähert. Die mittlere Neigung dieser Schleife ist gleich K . In Abbildung 5 ist eine solche K und X -Wertbestimmung dargestellt. Abb. 6 zeigt die Abflussganglinien der dazugehörigen im Modell abgelaufenen Welle. Mit den ermittelten K und X -Werten ist die in Abb. 7 dargestellte Welle durchgerechnet worden und im Modellversuch überprüft worden. Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Modellversuch ist hier sehr gut. Bei anderen Versuchen traten grössere Abweichungen auf. Dabei liegt die Abweichung des gemessenen vom gerechneten Spitzenabfluss bei etwa 5%, die zeitliche Verschiebung beträgt rund 10%. Im allgemeinen ist die berechnete Welle um die angegebenen Werte flacher und langsamer als die gemessene. Diese, für eine Hochwasserberechnung relativ kleinen Abweichungen sind vermutlich nur bei genau bekannten Randbedingungen, wie sie im Modell vorliegen, zu erreichen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit der Muskingum-Methode ein Hochwasserberechnungsverfahren zur Verfügung steht, das eine schnelle Wasserstandsvorhersage über weite Strecken erlaubt. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass das Muskingum Verfahren auch bei Einmündung von Seitenflüssen verwendet werden kann. Dazu wird jeder Seitenzufluss von seiner Mündung bis zum unteren Ende des Berechnungsbereiches gesondert durchgerechnet. Hierzu wird für jeden Zufluss ein gesonderter K -Wert bestimmt. Nach der Berechnung von K für den ganzen Bereich bestimmt man einen Wert

$$K' = K/L \quad [\text{Zeit/Längeneinheit}] \quad /9/$$

Hat ein Nebenfluss sein Mündungsgebiet in Längeneinheiten vom unteren Ende des Bereiches, so ist der zu diesem Fluss gehörige Wert

$$K_i = K' \cdot L_i \quad /10/$$

Bei der Durchführung der Muskingum-Methode wiederholen sich ständig dieselben Rechengänge. Das bedeutet, dass dieses Verfahren leicht zu programmieren ist. Von der Versuchsanstalt wurde ein entsprechendes Rechenprogramm in Algolcode aufgestellt, bei dem die eigentliche Rechnung nur noch Sekunden in Anspruch nimmt. Hat man das Programm zur Verfügung, dann entfällt auch die graphische K und X -Wert-Bestimmung. Statt ihrer werden Proberechnungen für verschiedene Wertpaare durchgeführt, wobei als Anhalt für K die Laufzeit der Hochwasserspitze dient, für X stehen die Werte etwa von 0,2 - 0,4 zur Auswahl. Wie sich bei Vergleichsrechnungen zeigt, ist der Einfluss von X auch nicht so wesentlich. Gewählt werden diejenigen Werte, die die beste Übereinstimmung

mit gemessenen Wellen bringen. Zur weiteren Vereinfachung wurden in das Rechenprogramm eine Zeichenanweisung für eine automatische Zeichenmaschine /Graphomat Zuse Z 66/ eingearbeitet, so dass die berechneten Ganglinien nach Abschluss des Rechenganges als Zahlen ausgedruckt und gezeichnet vorliegen. Abb. 8 ist ein Beispiel für eine automatische Zeichnung nach dem Muskingum-Programm der Versuchsanstalt. Beilage 1 zeigt ein Protokoll des Programms und eine kurze Programmbeschreibung.

Abschliessend sei auf Voraussetzungen hingewiesen, die für die Anwendung der Muskingum-Methode gemacht werden müssen:

- a. Der Wasserspiegel muss im untersuchten Bereich gleichförmig ohne Knicke verlaufen /s. Abb. 4/.
- b. Der mittlere Abflusschlüssel muss bei Steigen und Fallen des Hochwassers gültig sein. Das trifft im allgemeinen bei Flüssen mit geringem Gefälle und langsam steigenden Hochwasserwellen zu. Überprüfungen an der Donau bei Regensburg ergaben Abweichungen von max 5% vom mittleren Abflusschlüssel bei steigendem Wasser.
- c. K und X müssen über den ganzen Wasserstandsbereich des Hochwassers konstant sein.
- d. Im untersuchten Flussabschnitt müssen Hochwasserwellen gemessen worden sein, um K und X bestimmen zu können.

2 - 2. Lösungsverfahren der hydraulischen Grundgleichungen

Aus der eben genannten Bedingung d. ergibt sich, dass die Muskingum-Methode nicht immer angewendet werden kann. Das ist vor allem nach grösseren Umbauten im Fluss der Fall. Handelt es sich um den Einbau von Staustufen, so könnte der Durchlauf einer HW-Welle näherungsweise mit Hilfe der umgeformten Gleichung /1/ berechnet werden. Sie wird in der Form

$$(J_1 + J_2) + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \quad /10/$$

verwendet. Zur Durchführung werden die Einfluss-Ganglinie und die Ausfluss-Retensions-Beziehung benötigt, die für einen Stausee mit horizontalem Wasserspiegel eindeutig bestimmt werden kann. Wie sich das Spiegelgefälle in einer normalen Flusstauhaltung und die damit von der HW-Form abhängige Ausfluss-Retensionbeziehung fehlerhaft bemerkbar machen, konnte im Modell noch nicht untersucht werden. Handelt es sich dagegen um den Bau eines Durchstiches, dann stehen für die Berechnung einer Hochwasserwelle mehrere Verfahren zur Verfügung, von denen hier das "Differenzenverfahren" und das "Charakteristikenverfahren" kurz besprochen werden sollen, über die bereits Vergleichsmessungen im Donaumodell vorliegen. Das Wesentliche dabei ist, dass nur die Geometrie des Flusses und sein Fließbeiwert bekannt sein müssen. Es können also auch auf dem Plan bestehende Flussstrecken behandelt werden. Die Durchführung beider Verfahren ist, auch mit Einsatz von Computern, schwierig und zeitraubend, so dass sie für die direkte Anwendung in der Hydrologie nicht in Frage kommen. Ihr Nutzen liegt jedoch z.B. darin, dass man mit Hilfe den K und X -Wert für die Muskingum-Methode vorherbestimmen kann.

2 - 2.1. Das Differenzverfahren

Es handelt sich hier um einen Versuch, die Differentialgleichungen für instationäres Fließen schrittweise zu integrieren. Dieses Verfahren wurde von H.A.Thomas [2] als "Complete Method" vorgeschlagen.

Unter Annahme einiger Vereinfachungen /z.B. Vernachlässigung der Vertikalbeschleunigung der Wasserteilchen, gleicher Rauigkeitsbeiwert bei stationärer und instationärer Bewegung, Annahme der Hochwasserwelle als Translationswelle/ lassen sich die Grundgleichungen für das instationäre Fließen aufstellen. Sie lauten:

$$\text{a. Kontinuität: } \frac{\partial(FV)}{\partial x} + b \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad /11/$$

$$\text{b. Energiegleichung: } -J_s + \frac{v^2}{k^2 R^{4/3}} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad /12/$$

/Erläuterung der Bezeichnungen auf Seite 2.8/

Gleichung /11/ stellt die Beziehung zwischen Zufluss, Ausfluss und Retension in einem Bereich Δx dar, Gleichung /12/ ist die Energiebilanz vom oberen zum unteren Ende des Flussabschnittes mit der Länge Δx . Da eine Integration dieser partiellen Differentialgleichungen nicht möglich ist, wird versucht, unter Annahme endlich kleiner Abschnitte Δx und Zeitintervalle Δt die Gleichungen /11/ und /12/ schrittweise zu lösen. Dabei werden die Differentialquotienten in Differenzenquotienten umgewandelt, so dass Gleichungen /11/ und /12/ die folgende Form bekommen. In Abb. 9 sind die Bezeichnungen erläutert.

$$-F_1 \cdot v_1 - F_2 \cdot v_2 + F_3 \cdot v_3 + F_4 \cdot v_4 = - \frac{\Delta x}{4 \Delta t} (b_1 + b_2 + b_3 + b_4) \cdot (-y_1 + y_2 - y_3 + y_4) \quad /13/$$

$$J_s = \frac{(\Sigma v)^2}{16k^2 \left(\frac{\Sigma R}{4}\right)^{4/3}} - \frac{y_1 + y_2 - y_3 - y_4}{2 \Delta x} - \frac{\Sigma v (v_1 + v_2 - v_3 - v_4)}{8g \cdot \Delta x} - \frac{v_1 - v_2 + v_3 - v_4}{2g \cdot \Delta t} \quad /14/$$

Durch Auflösen von /13/ nach v_4 erhält man:

$$v_4 = \frac{1}{F_4} \left[- \frac{\Delta x}{4 \Delta t} (b_1 + b_2 + b_3 + b_4) \cdot (-y_1 + y_2 - y_3 + y_4) + F_1 v_1 + F_2 v_2 - F_3 v_3 \right] \quad /15/$$

Die beiden letzten Gleichungen werden verwendet, um das Fortschreiten einer Hochwasserwelle durch den Bereich Δx von A nach B zu berechnen. Dazu müssen die Anfangsgrößen $F_1, v_1, F_2, v_2, F_3, v_3$ aus Messungen oder vom vorhergehenden berechneten Bereich bekannt sein. Das heisst, dass man die Geschwindigkeits- und Flächenganglinie des Ausgangsquerschnittes kennen muss, die man über die Wasserstands- und Abflussganglinie gewinnen kann. F_3 und v_3 müssen entweder aus ungestörten Messungen oder Wasserspiegelberechnungen gegeben sein.

Die Berechnung wird folgendermassen durchgeführt:

Man nimmt einen Wert y_4 an, berechnet mit diesem aus Gleichung /15/ v_4 und setzt sowohl y_4 als auch v_4 in Gleichung /14/ ein. Aus Gleichung /14/

erhält man dann einen Wert für J_s , der mit dem tatsächlichen Sohlgefälle, dem einzigen festen Wert in dem Gleichungssystem, verglichen wird. Ist die Übereinstimmung gut genug, geht man zum nächsten Zeitschritt über. Diese kurze Arbeitsbeschreibung und ein Blick auf die Formeln zeigen, dass eine Bearbeitung dieses Verfahrens nur mit einem leistungsfähigen Computer sinnvoll ist. Für die Bearbeitung in einem Elektronenrechner bietet sich dieses Verfahren auch an, da eine Vielzahl einfacher Probierschnitte zur Lösung führt. Man kann hier von einer computergerechten Lösung der Differentialgleichungen sprechen.

Obwohl dieses Verfahren einfach und übersichtlich aussieht, ergeben sich bei der Durchführung erhebliche Schwierigkeiten. Sie bestehen hauptsächlich in der Bestimmung der "Maschenweite" von ΔX und Δt der Differenzgleichungen. Das zeigt ein Blick auf Gleichungen /14/, in der die Grösse der einzelnen Summanden wesentlich von ΔX und Δt abhängt. Ohne auf die Probleme näher einzugehen, ist zu erkennen, dass umfangreiche Voruntersuchungen nötig sind, um das Gleichungssystem "arbeitsfähig" zu machen. Abb. 10 zeigt das Ergebnis einer solchen Berechnung. Das "Springen" der berechneten Punkte ergibt sich aus der vorgegebenen Toleranz J_s vorhanden zu J_s gerechnet. Die erzielte Genauigkeit ist etwa die gleiche wie beim Muskingum-Verfahren. Das Algolprogramm zu diesem Verfahren ist noch sehr unübersichtlich, so dass eine Veröffentlichung im Augenblick nicht sinnvoll wäre.

2 - 2.2 Das Charakteristikenverfahren

Eine weitere Lösung der Grundgleichungen für das instationäre Fließen ist das sog. Charakteristikenverfahren. Die Gleichungen /11/ und /12/ werden zusammen mit den totalen Differentialgleichungen der Wassertiefenänderungen und der Geschwindigkeitsänderungen nach $\partial y / \partial x$ aufgelöst.

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{-y(J_s - J_r) + \frac{y}{g} \frac{dv}{dt} - \frac{v}{g} \frac{dy}{dt} + \frac{1}{g} \frac{dy}{dt} \cdot \frac{dx}{dt}}{\frac{1}{g} \left(\frac{dx}{dt}\right)^2 - \frac{2v}{g} \frac{dx}{dt} + \frac{v^2}{g} - y} \quad /16/$$

Eine, wenn auch umständliche Lösung dieser Gleichung ist möglich. Als Ergebnis erhält man die "charakteristischen Gleichungen":

$$\frac{dx}{dt} = v \pm c \quad /17/$$

$$d(v \pm 2c) = g \cdot (J_s - J_r) dt \quad /18/$$

Zur Lösung dieses Gleichungssystems sind heute halbgraphische Verfahren üblich. Das am Donaumodell verwendete Verfahren ist die "Methode mit konstantem t " nach Lin [3]. Bei der Durchführung des Verfahrens folgt man einer "Charakteristik", in Abb. 11 allgemein dargestellt, nicht weiter als einen Zeitschritt Δt . Eine genaue Beschreibung des Verfahrens findet sich bei [3], so dass hier nicht näher darauf eingegangen werden muss. Obwohl man bei diesem Verfahren mit wenigen Probierschritten auskommt, ist der Arbeitsaufwand beträchtlich. Da die erreichte Genauigkeit nicht höher liegt als bei den anderen geschilderten Verfahren, ist eine Anwendung nur dann ratsam, wenn kein Computer zur Verfügung steht.

Sowohl das Differenzen- als auch das Charakteristikenverfahren lassen sich nur in Flüssen mit annähernd prismatischem Querschnitt durchführen. Erreicht man eine Unstetigkeit im Fluss, so muss man einen Berechnungsbereich dort beenden und die errechneten Werte in den beginnenden neuen Bereich transponieren. Auf der untersuchten Modellstrecke war das jedoch nicht nötig, da der Flussequerschnitt sehr breit ist und er sich, trotz aller Unregelmässigkeiten, als Rechteckquerschnitt behandeln liess.

Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen

zu Abschnitt 2 - 1

- J - Einfluss /inflow/ in einem Bereich
- O - Ausfluss /outflow/ aus einem Bereich
- S - Retention /storage/
- Δt - Zeitintervall

Indizes 1 und 2 : Beginn und Ende eines Zeitintervalls

zu Abschnitt 2 - 2.1

- F - Querschnittsfläche
- $v = Q/F$: mittlere Fliessgeschwindigkeit
- b - Wasserspiegelbreite
- J_s - Sohlgefälle
- g - Erdbeschleunigung
- R - Fläche/betzter Umfang: hydraulischer Radius
- K - Fliessbeiwert

zu Abschnitt 2 - 2.2

- $c = \sqrt{g \cdot y}$: Wellenschnelligkeit
- y - Wassertiefe
- J_r - Reibungsgefälle

Literatur

- [1] R.W. Carter und R.G. Godfrey; Storage and Flood Routing, Manual of Hydrology, Part 3, U.S. Government Printing Office Washington 1960
- [2] H.A. Thomas; The Hydraulics of Flood Movements in Rivers, Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh, Pennsylvania 1937
- [3] Ven Te Chow; Open Channel Hydraulics, Mc Graw Hill Book Comp. 1959

ALGOL - Programm zur Durchführung der Muskingum - Methode

```

ALGOR TR4 (2)  MV 8 , JULY 66 , MODE 4
'BEGIN'
'PROCEDURE'GRAPH;'CODE';
'REAL' K,X,DT,C1,C2,C3,N;
'INTEGER' I,ANZ; READ (ANZ);
'BEGIN'
'ARRAY' T,E,A[1:ANZ];
READ (K,X,DT);
READ (I[1],E[1],A[1]);
*WRITE ('('HOCHWASSERBERECHNUNG NACH MUSKINGUM METHODE
'SCHWABELWEISS-FRENGKOFEN')');
PRINT(K);WRITE('('=K')');
PRINT(X);WRITE('('=X')');
PRINT(DT);WRITE('('=DELTA T')');
N:=K-K*X+0.5*DT;
C1:=(0.5*DT-K*X)/N;
C2:=(K*X+0.5*DT)/N;
C3:=(K-K*X-0.5*DT)/N;
PRINT(C1);WRITE('('=C1')');PRINT(C2);WRITE('('=C2')');
PRINT(C3);WRITE('('=C3')');
WRITE('('
ZEIT IN MIN          EINFLUSS IN L/S      ABFLUSS IN L/S ')');
PRINT (T[1],E [1], A[1]);
'FOR' I:=1'STEP' 1 'UNTIL' ANZ-1'DO'
'BEGIN'
READ (E [I+1]);
T[I+1]:=T[I]+DT;
A[I+1]:=C1*E[I+1]+C2*E[I]+C3*A[I];
PRINT(T[I+1],E[I+1],A[I+1]);
'END';
*GRAPH(1,3,3,('ASLONG'),-10,390,+10,266);
*GRAPH(5,3,300,-6,4,0,('T IN MIN')));
*GRAPH(5,3,-2,150,4,90,('Q IN L/S')));
*GRAPH(2,3,4,T,E);
*GRAPH(2,3,1,T,A);
*GRAPH(4,3,T,E);
*GRAPH(4,3,T,A);
*GRAPH(6);
WRITE('('GRAPHOMAT ZEICHNET')');
'END'
'END'

```

ALGOL-Programm

* Die angekreuzten Zeilen
können entfallen

Programmbeschreibung

H.W. - Berechnung nach Muskingum - Methode

Verwendete Formeln:

1/ /totaler Einfluss - totaler Ausfluss/ pro Zeiteinheit =
Änderung der Retention

$$1/2 (E1 + E2) \cdot DT - 1/2(A1 + A2) \cdot DT = R2 - R1$$

2/ Die Änderung der Retention während eines Zeitintervalls betr.

$$R2 - R1 = K \cdot x / A2 - A1 / + K / x - 1 / (E2 - E1)$$

G1. 1/ und 2/ aufgelöst nach A2 ergeben:

$$A2 = C1 \cdot E2 + C2 \cdot E1 + C3 \cdot A1$$

$$\text{mit } C1 = 1/0,5DT - K \cdot x / N$$

$$C2 = (K \cdot x + 0,5DT) / N$$

$$C3 = (K - K \cdot x - 0,5DT) / N$$

$$N = K - K \cdot x + 0,5DT$$

Darin sind x und K Konstanten, die aus früheren HW-Ereignissen ermittelt wurden.

Dateneingabe /Reihenfolge unbedingt einhalten/:

ANZ = Anzahl der untersuchten Zeitintervalle

K = Konstante K /Dimension Zeit/

x = Konstante x

DT = Zeiteinheit in gleicher Dimension wie K!

T1 = Anfangszeit

E1 = Einfluss in die untersuchte Strecke in l/s oder m³/s zu
Beginn der Rechnung

A1 = Ausfluss aus der untersuchten Strecke in l/s oder m³/s zu
Beginn der Rechnung

E [T + 1] = Einfluss in l/s oder m³/s, jeweils nach der Zeit
DT /Einflussganglinie/. Es müssen /Anz-1/Werte sein.

Beachten

1/ Je nach Berechnung Überschrift ändern in Zeile 9

2/ Dimensionen in Zeile 19 evtl. ändern

3/ Graph.-Lochstreifenausgabe beachten:

Graph 1: Papierformat, Maßstäbe

Graph 5: Beschriftung /Dimensionen/

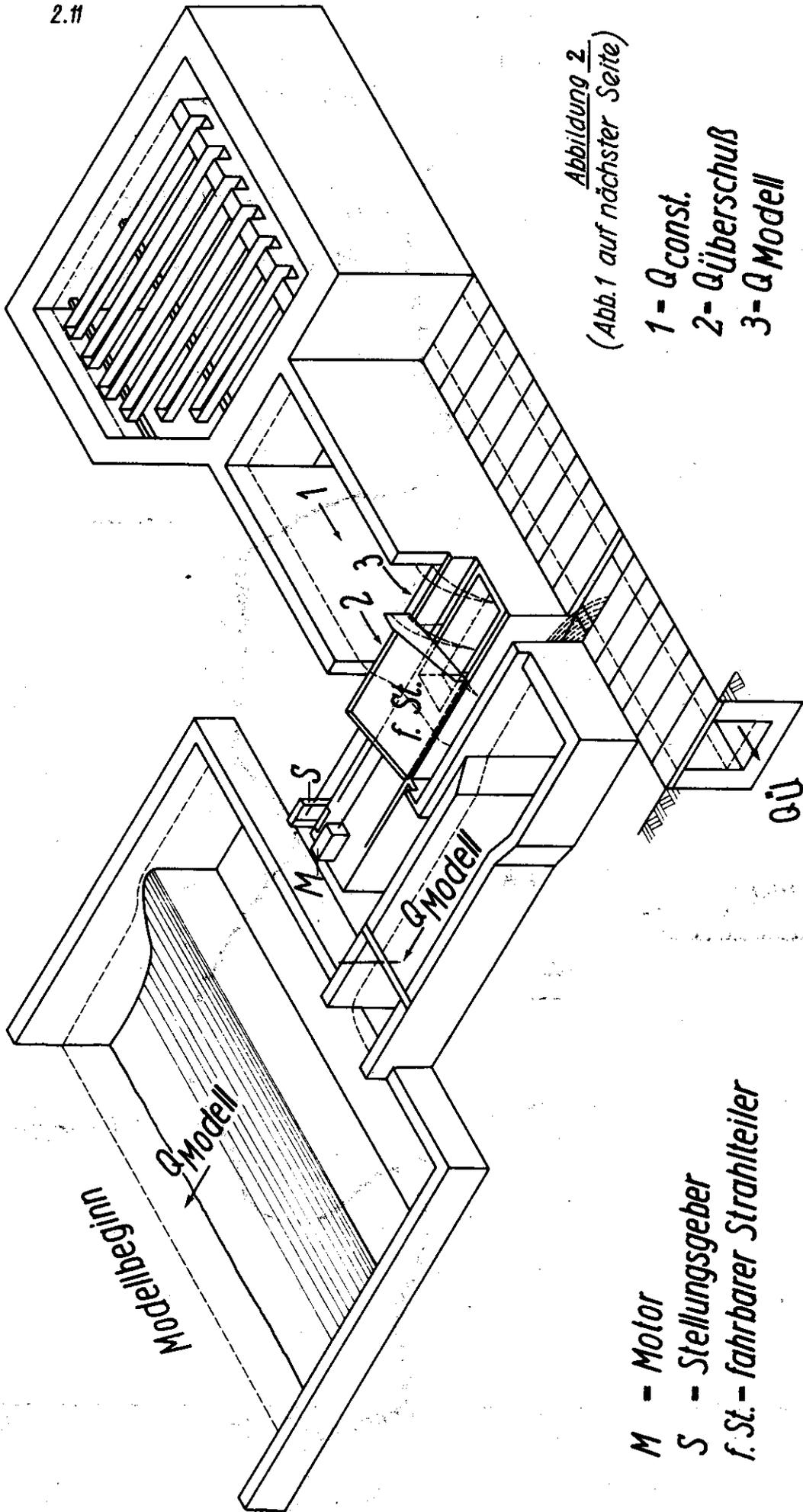


Abbildung 2.
(Abb.1 auf nächster Seite)

- 1 - Q const.
- 2 - QÜberschub
- 3 - Q Modell

- M - Motor
- S - Stellungsgeber
- f. St. - fahrbarer Strahlteiler

2.12

Einlaufbauwerk

S.P. Schwabelweis

■ Meß- u. Steuerhaus

L.P. Donaustauf

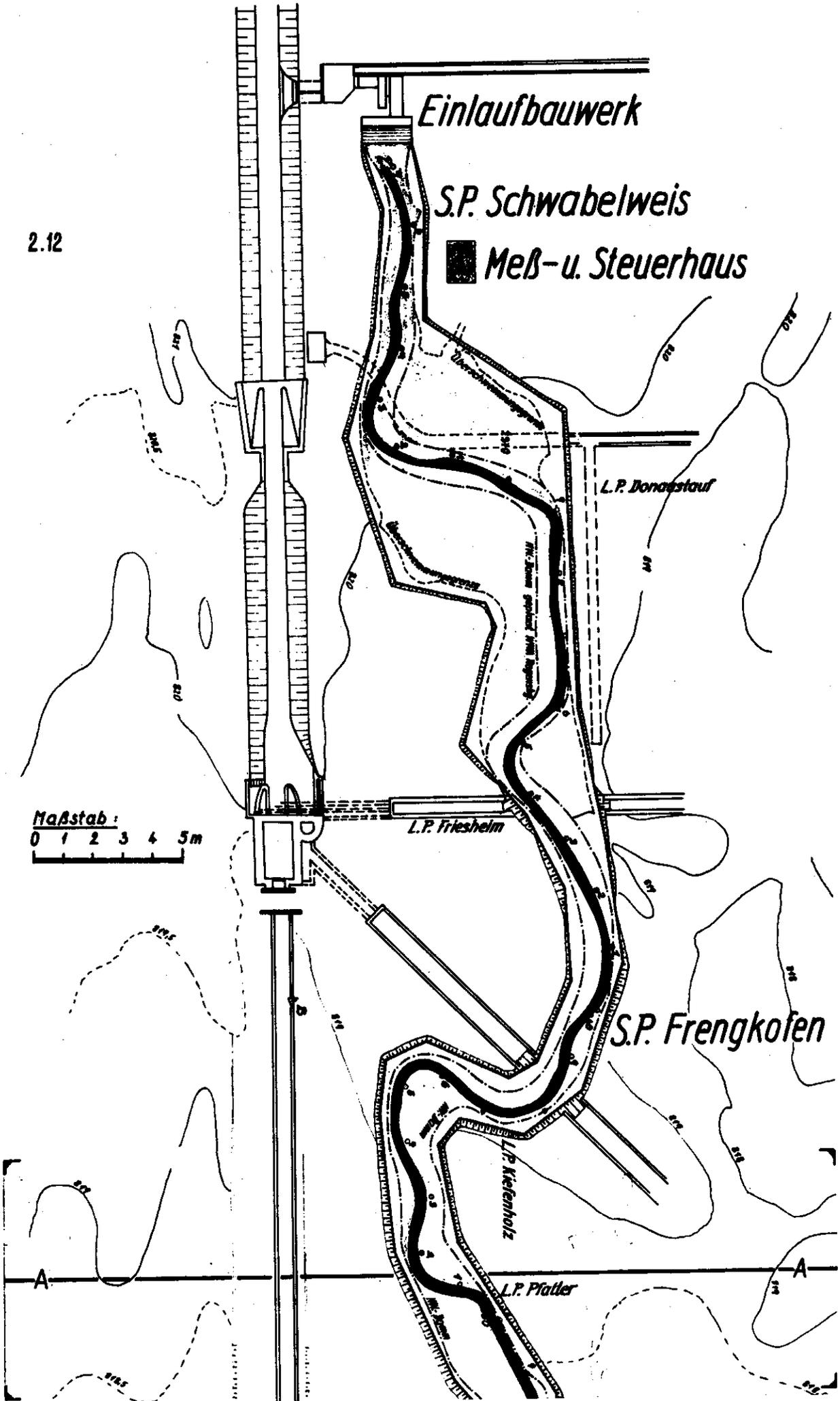
L.P. Friesheim

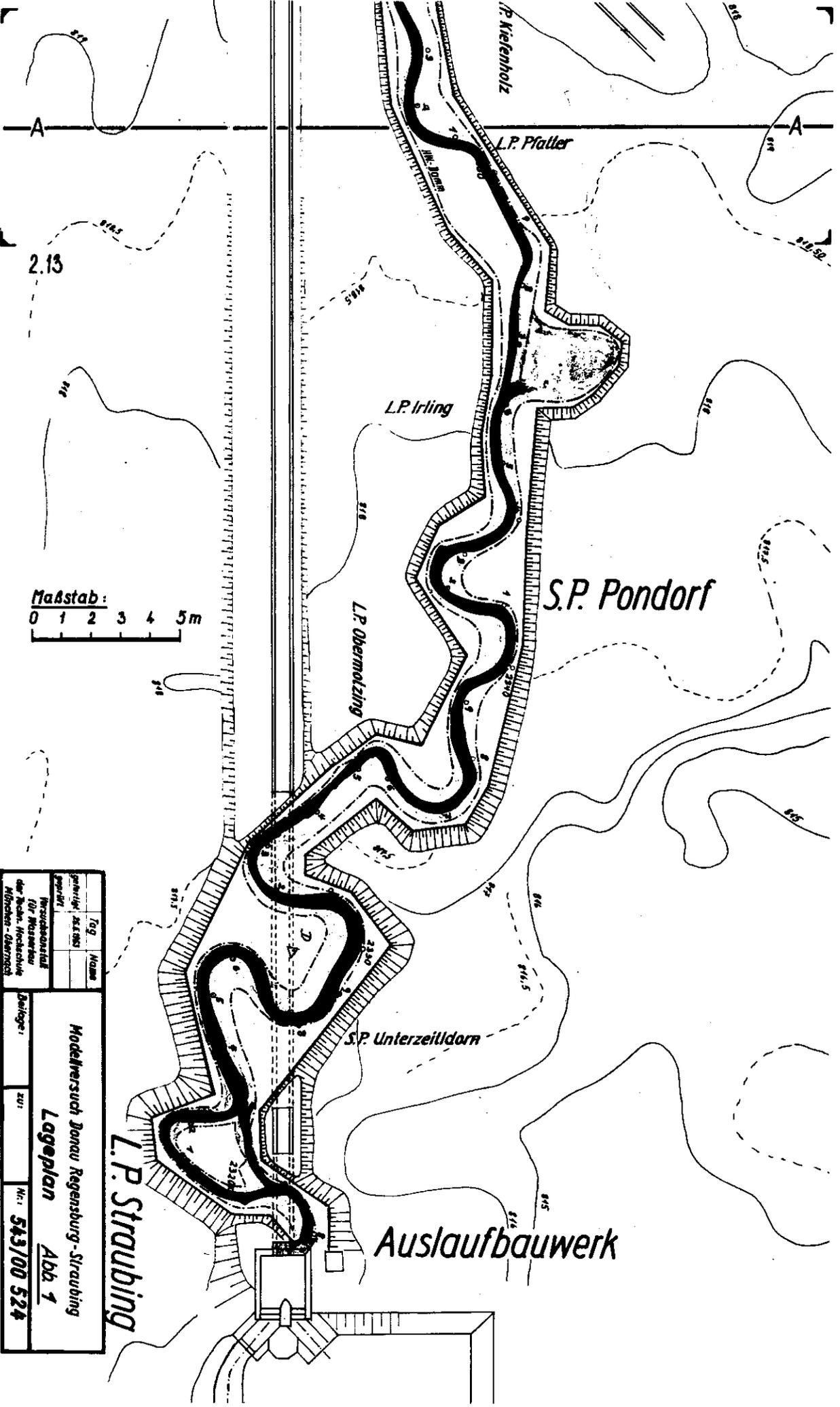
S.P. Frengkofen

L.P. Kienholz

L.P. Pfärl

Maßstab:
0 1 2 3 4 5 m





Maßstab:
0 1 2 3 4 5m

| | |
|--|------------|
| Tag | Name |
| gezeichnet | skizziert |
| Technisches Institut für Wasserbau der Techn. Hochschule München - Oberniedmühl | |
| Modellversuch Donau Regensburg-Straubing Lageplan Abb. 1 | |
| Darstellung: | zu: |
| Nr.: | 543/00 524 |

L.P. Straubing

Auslaufbauwerk

P. Kiefenholz

L.P. Pfalter

L.P. Irling

S.P. Pondorf

L.P. Obermützing

S.P. Unterzeitldorn

2.13

A

A

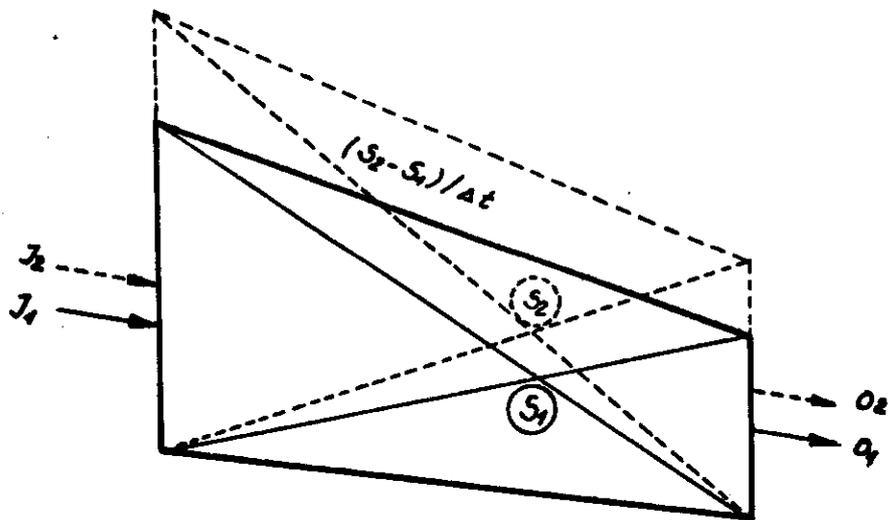


Abb.3. Darstellung der Kontinuitätsbedingung

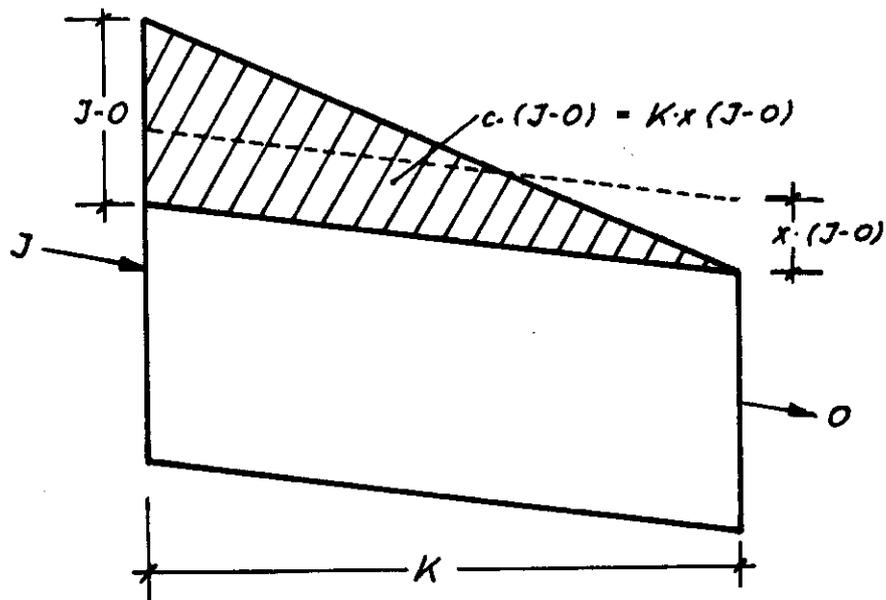
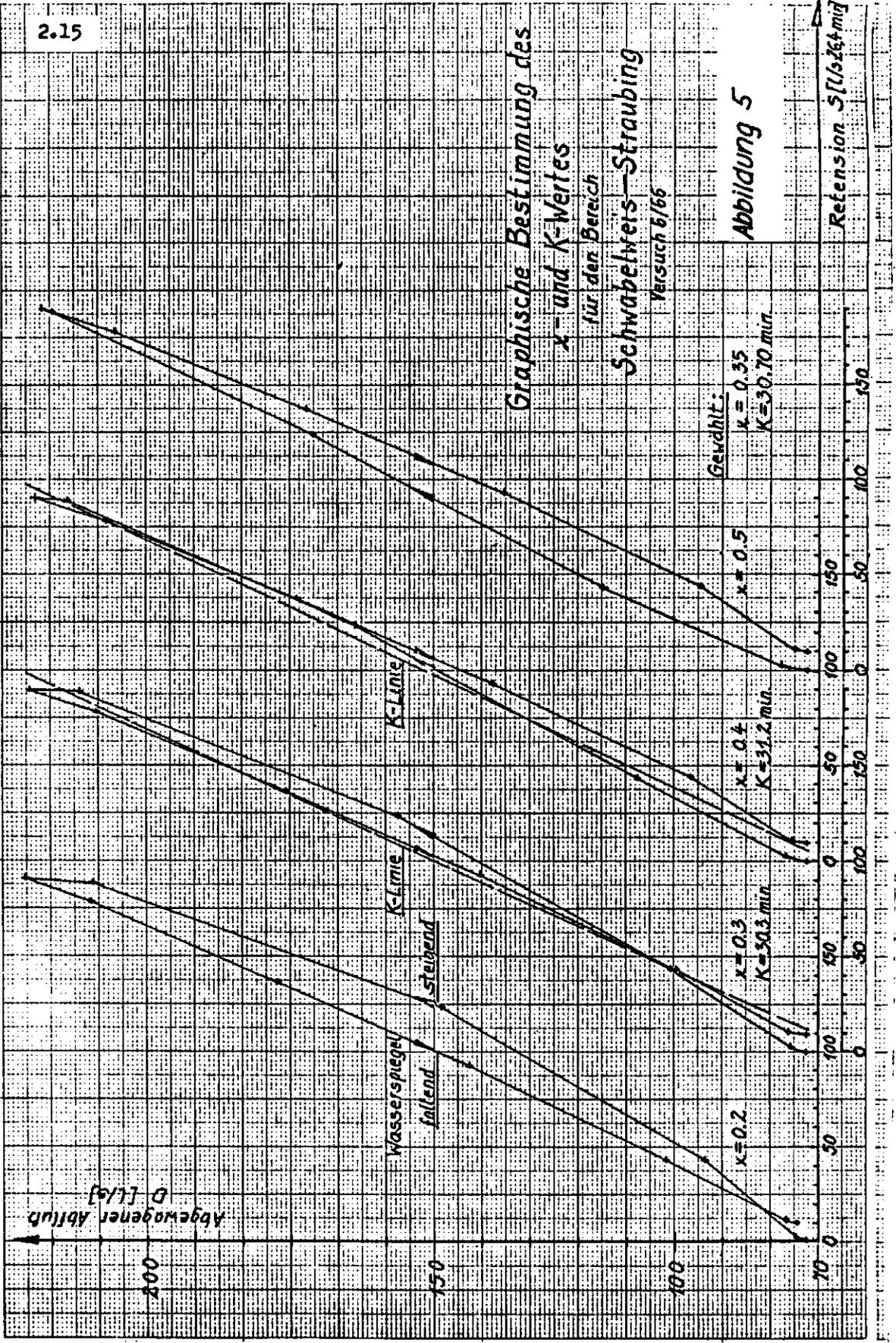


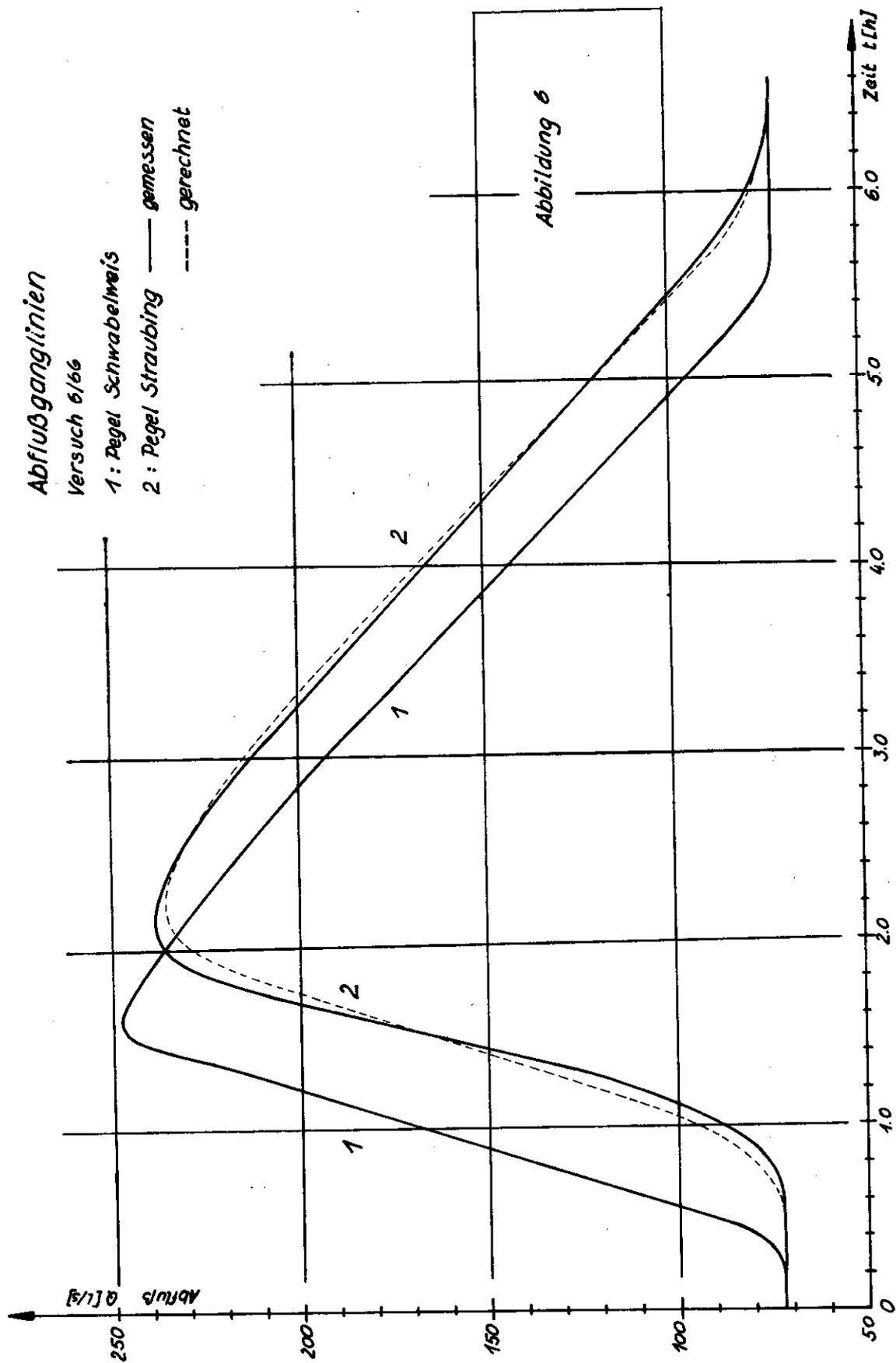
Abb.4 Schematische Darstellung der Retention



Graphische Bestimmung des x - und K -Wertes für den Bereich Schwabers-Straubing Versuch 5/66

Abbildung 5

Referenzion $S [(l/s)^2/mig]$



Abflugganglinien

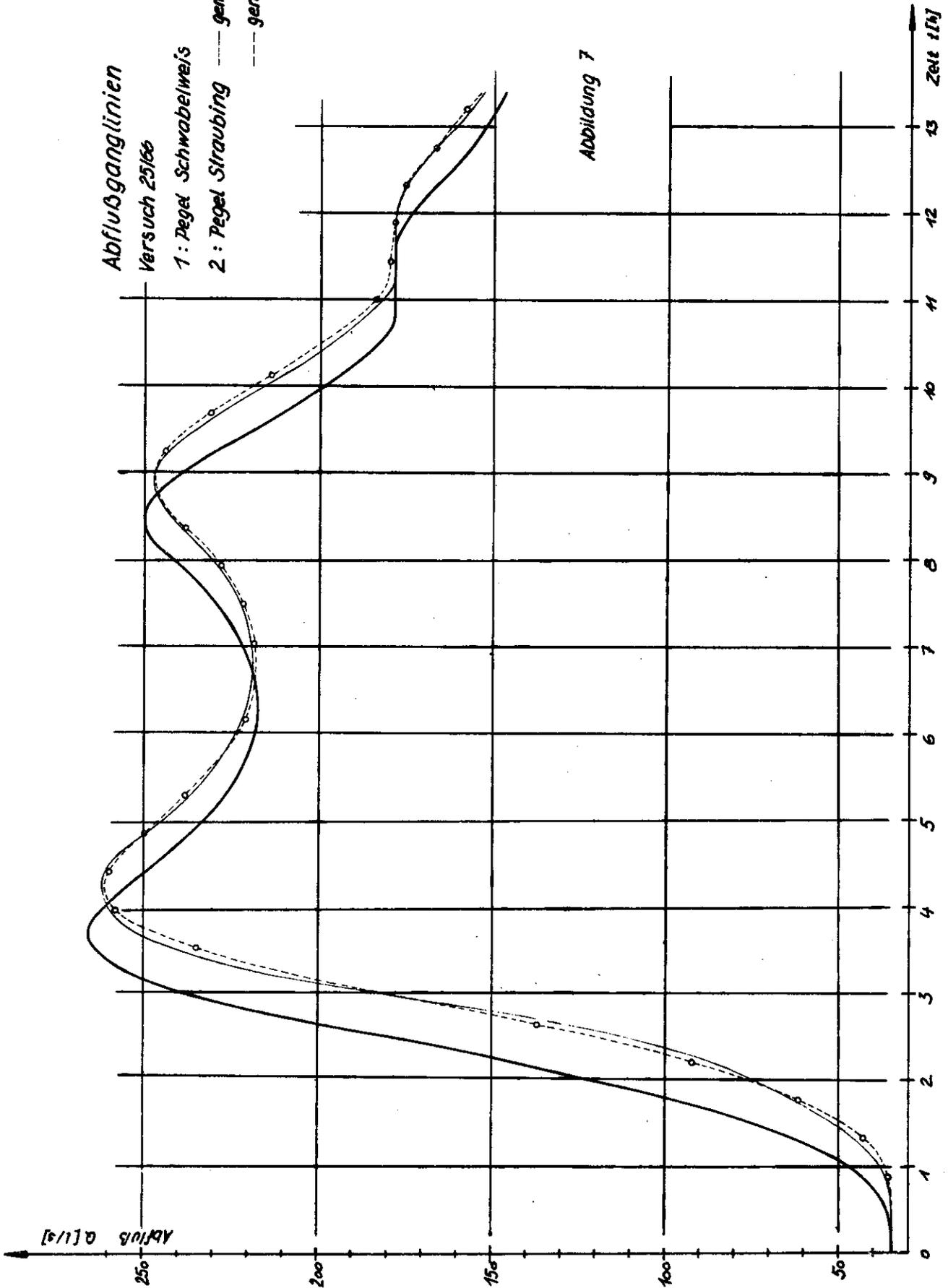
Versuch 25/66

1: Pegel Schwabelweis

2: Pegel Straubing

--- gemessen
--- gerechnet

Abbildung 7



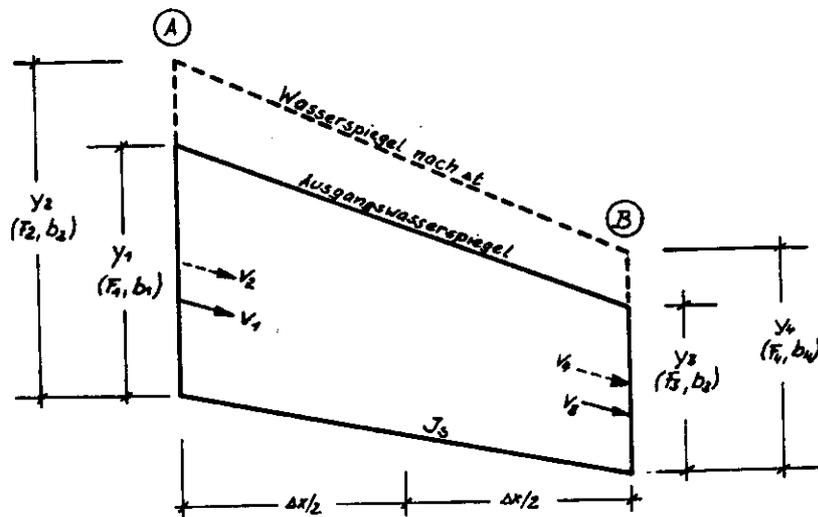
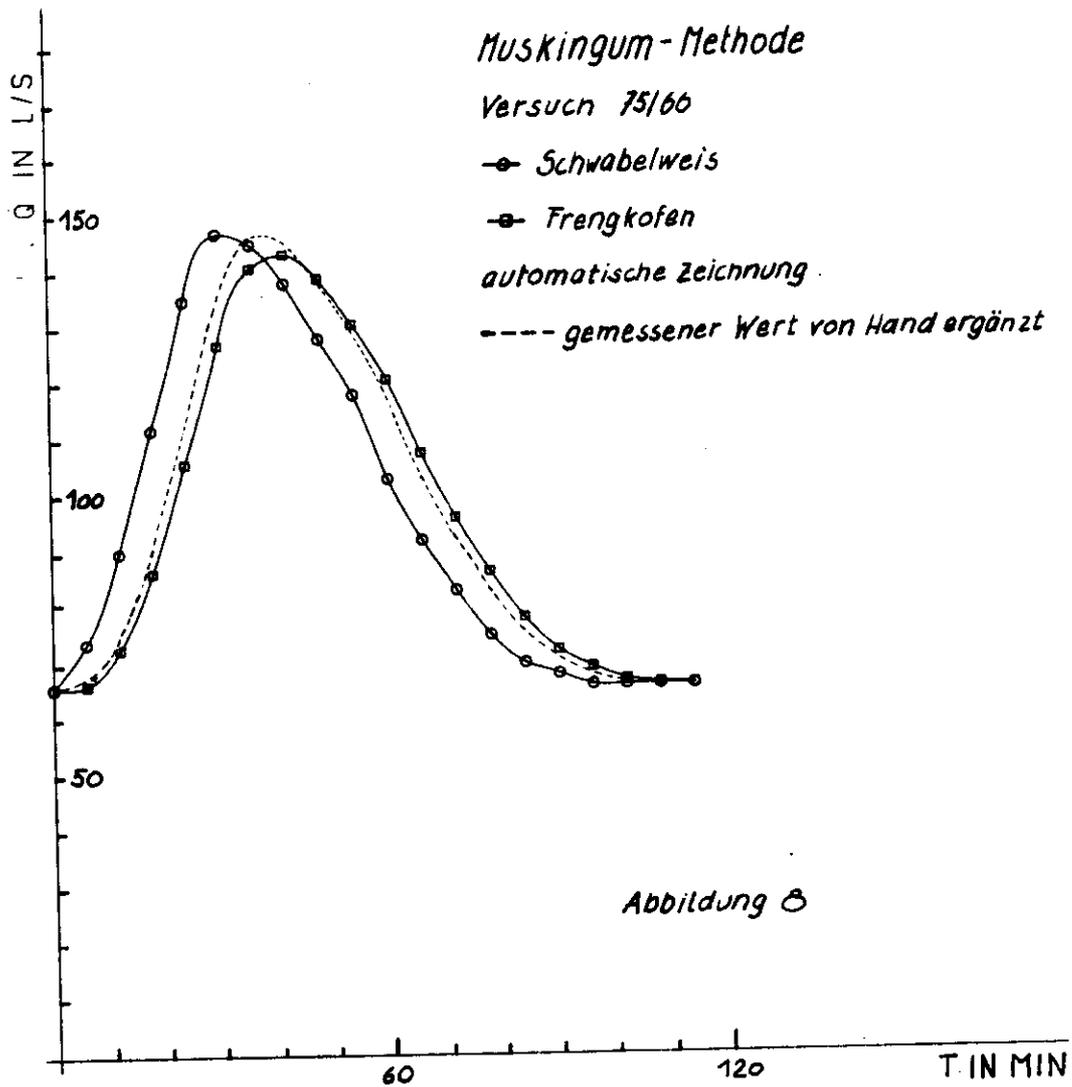


Abb.9 Erläuterungszeichnung zum
 Differenzenverfahren

Differenzenverfahren

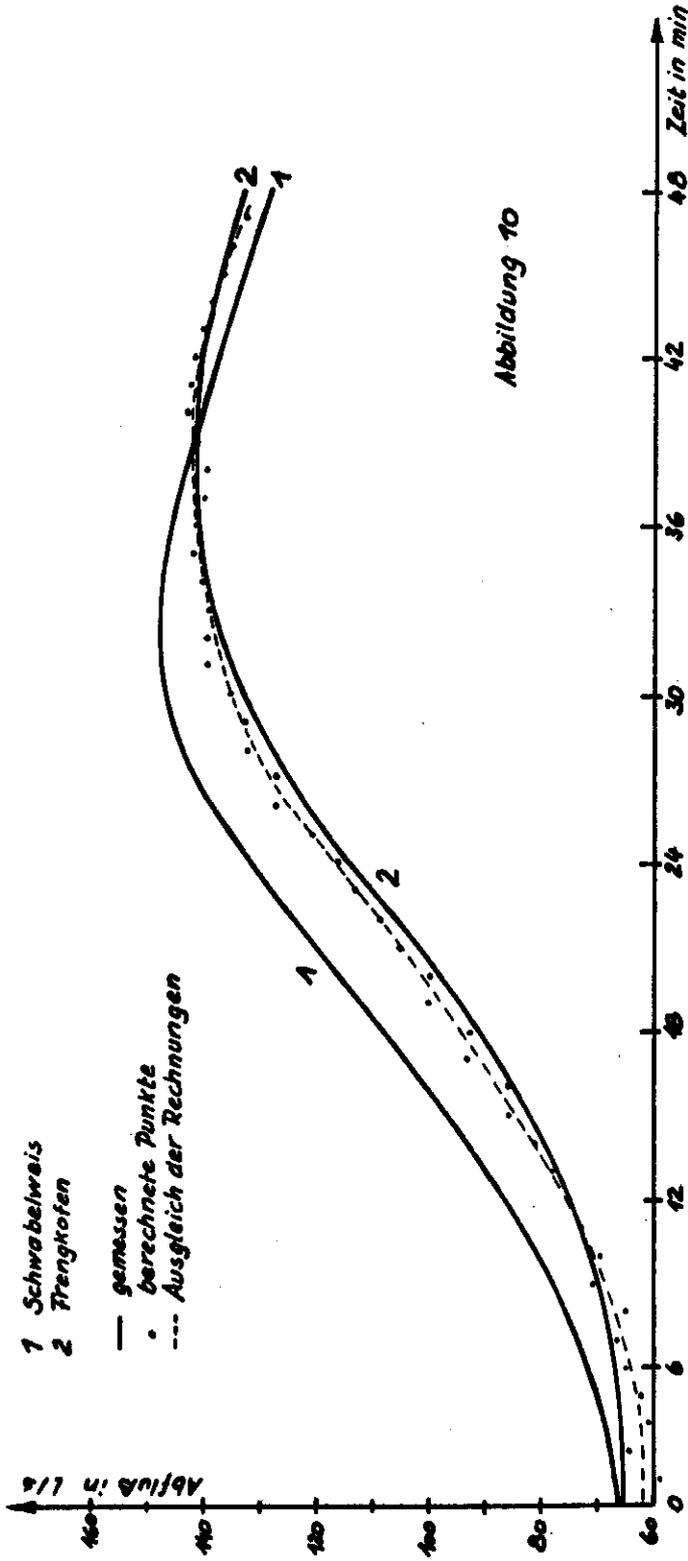


Abbildung 10

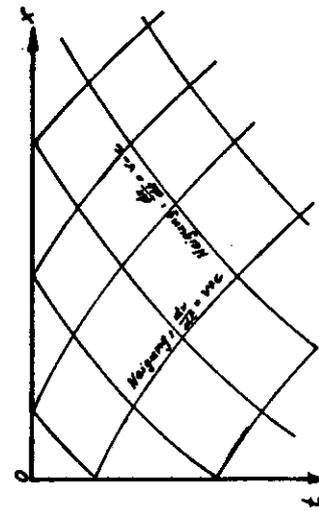


Abb. 11a Darstellung der Charakteristiken
für jeden Schrittzeit müssen x , t , v und c bestimmt werden

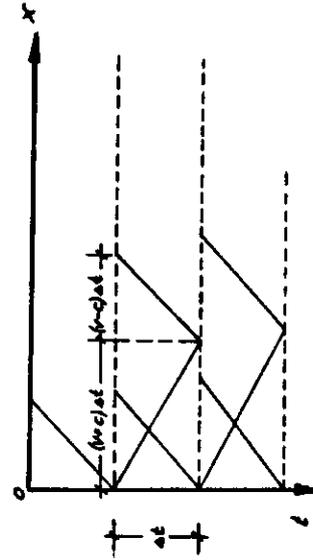


Abb. 11b Darstellung der Charakteristiken
mit konstantem Δt

ZUSAMMENFASSUNG

In einem 600 m langen Flussmodell in der Versuchsanstalt Oberrach können Versuche über den Ablauf von Hochwasserwellen durchgeführt werden, wobei die Versuchsergebnisse gut mit verschiedenen Hochwasserberechnungsverfahren verglichen werden können. Die erzielten Ergebnisse lassen sich folgendermassen zusammenfassen.

- a. Mit der Muskingum-Methode von Mc Carthy können Hochwasserwellen sehr schnell mit guter Genauigkeit berechnet werden, und zwar sowohl von Hand als auch mit elektronischen Rechenmaschinen. Zur Bestimmung zweier Werte, K und X , müssen Messergebnisse früherer Hochwasserereignisse vorliegen.
- b. Die Durchführung von Hochwasserberechnungen mit dem Charakteristikenverfahren von Lin bzw. dem Differenzenverfahren /"Complete Method"/ von Thomas ist sehr aufwendig. Die Anwendung dieser Verfahren kann jedoch im Rahmen hydrologischer Berechnungen zur Erfassung von Neubaustrecken notwendig werden.

АННОТАЦИЯ

В научно исследовательском институте Оберрах были произведены попытки моделирования волн, причем в результате исследования можно было сравнить различные способы расчетов высоких вод. Конечные результаты можно обобщить следующим образом:

а/ С помощью маскингемского метода Маккарти можно очень быстро и с большой точностью рассчитать паводочные волны как "вручную", так и на электронных вычислительных машинах. Для определения значений K и X , необходимо иметь материалы предшествующих измерений высоких вод.

б/ Расчет высоких вод Линовым методом характеристик или Томасовым методом дифференци /Complete Method / требует много времени. Однако эти способы решения могут быть использованы при гидрологических расчетах на новых искусственно созданных участках водотоков.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

3

KRESSER Werner, (Wien)

Neuere Ergebnisse auf dem Gebiet der langfristigen hydrologischen
Vorhersage

КРЕССЕР Вернер, (Вена)

Новые сведения из области долгосрочных гидрологических прогнозов

KRESSER Werner, (Wien)

Novšie výsledky v oblasti dlhodobých hydrologických predpovedí

KRESSER Werner, (Wien)

Les résultats récents relatifs au domaine des prévisions hydrologiques
à longue échéance

KRESSER Werner, (Vienna)

Recent Results in the Long-term Hydrological Forecasting

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

NEUERE ERGEBNISSE AUF DEM GEBIET DER LANGFRISTIGEN
HYDROLOGISCHEN VORHERSAGE

Prof. Dr.techn. W. KRESSER
Technische Hochschule Wien

Wie der Verfasser auf der zweiten Konferenz für hydrologische Vorhersagen der Donauländer in Graz bereits berichtete, wurden auf das Objekt der langjährigen Abflussreihe der Donau bei Stein - Krems /1829 - 1960/ die wichtigsten Methoden der Langfristprognose in Zusammenarbeit mit dem Mathematischen Laboratorium der Technischen Hochschule Wien angewandt und die Ergebnisse miteinander verglichen. Diese Studien fanden in der Folge ihre Fortsetzung, wofür eine der leistungsfähigsten elektronischen Rechenanlagen Europas zur Verfügung stand. Insbesondere sollte durch diese neuerliche Untersuchung die sogenannte Autokorrelationsmethode - wie das Verfahren von J. FUHRICH auch genannt wird - erprobt werden. Infolge Überlastung des Rechenzentrums war es jedoch nicht möglich, die Arbeiten zeitgerecht zu vollenden und noch auf der dritten Konferenz in Bukarest einen Bericht vorzulegen. Unterdessen sind die Jahre 1961 - 1965, für die Prognosen erstellt wurden, zur Gänze abgelaufen, was zwar keine endgültige, aber doch einige weiterreichende Aussagen möglich macht.

Die Autokorrelationsmethode fand unseres Wissens bisher lediglich bei der Analyse der Polbewegungen durch die Prager Professoren POLLAK und KAISER eine zweckentsprechende Verwendung, wobei sie sich ausgezeichnet bewährte und bekanntlich zur genauen Bestimmung der CHANDLER'schen Periode führte. Trotz dieses Erfolges, der die beiden Forscher zu der Feststellung veranlasste, dass die Methode berufen erscheine, eine neue Aera der Periodenforscher in der Geophysik einzuleiten, wurde das Verfahren für hydrologische Vorhersagen noch nie herangezogen, was wohl an den mathematischen Schwierigkeiten liegen mag, denen erst im letzten Jahrzehnt nach dem Aufkommen der modernen Rechenanlagen wirkungsvoll zu begegnen war.

Der Grundgedanke des FUHRICH'schen Verfahrens beruht darauf, durch wiederholte Transformationen eine gegebene Zeitreihe so umzuformen, dass schliesslich nur noch jene in ihr enthaltene Periode übrig bleibt, welche die grösste Amplitude aufweist. Nach Elimination dieser Periode wird die neue Reihe ebenso behandelt und man erhält dann die Periodizität mit der nächstgrössten Amplitude usw.

Sind somit N äquidistante Werte y_ν einer Reihe gegeben, die derart normiert sind, dass

$$\sum_{\nu=1}^N y_\nu = 0$$

gilt, so wird für sie der Ansatz gemacht

$$y_\nu = A_1 \sin(\nu\alpha_1 + \beta_1) + \dots + A_n \sin(\nu\alpha_n + \beta_n).$$

Im vorliegenden Fall der Abflussreihe der Donau bei Stein - Krems /N=132/ hat sich bei den früheren Untersuchungen bereits deutlich gezeigt, dass die Beschränkung auf 6 Perioden vollkommen gerechtfertigt, d.h. der Wert $n = 6$ somit hinreichend ist. Die weiteren Perioden können wegen der geringen Grösse ihrer Amplitude daher vernachlässigt werden.

Obwohl hier nicht der Platz ist, eine mathematische Erklärung der FUHRICH-schen Methode zu geben, soll ihre Anwendung doch einmal kurz erläutert werden.

Die oben erwähnten Transformationen erfolgen in der Weise, dass man aus der gegebenen Reihe

$$y_1, y_2, \dots, y_{N-1}, y_N$$

eine neue Reihe

$$y'_1, y'_2, \dots, y'_M,$$

bildet, worin y'_1 der Korrelationskoeffizient der Reihen y_1, y_2, \dots, y_{N-1} und y_2, y_3, \dots, y_N ist, y'_2 den Korrelationskoeffizienten der Reihen y_1, y_2, \dots, y_{N-2} und y_3, y_4, \dots, y_N und endlich y'_k den Korrelationskoeffizienten der ersten /N-k/ mit den letzten /N-k/ Gliedern der Wertereihe y_2 darstellt. Diese Funktion

$$y'_k = \frac{\frac{1}{N-k} \sum_{v=1}^{N-k} y_v y_{v-k}}{\sqrt{\frac{1}{N-k} \sum y_v^2 \cdot \frac{1}{N-k} \sum y_{v-k}^2}}$$

wird als Autokorrelationsfunktion bezeichnet, mit $k=1, 2 \dots M$, wobei $M \leq \frac{2}{3}N$ zu wählen ist.

Setzt man den Prozess analog mit y'_1, y'_2, \dots, y'_M fort, so erhält man die zweiten Transformatierten $y''_1, y''_2, \dots, y''_{M_2}$ und auf die gleiche Weise schliesslich die r-ten Transformatierten $y^{(r)}_1, y^{(r)}_2, \dots, y^{(r)}_{M_r}$, welche die Bestimmung der Periode mit der grössten Amplitude gestattet. Man gelangt nämlich zu Reihen, in denen die $\cos \nu \alpha_i$ unverändert bleiben, der grösste der Werte A_i gegen 1 konvergiert und alle übrigen gegen Null, sodass man endlich bekommt

$$\lim_{r \rightarrow \infty} y_k^{(r)} = \cos k \alpha_i$$

Daraus lässt sich bis auf Vielfache von 2π die Periode π mit der grössten Amplitude bestimmen.

Im vorliegenden Fall der Abflussreihe der Donau wurde die Transformation insgesamt 5 mal durchgeführt. In der Abbildung 1 ist die Vorgangsweise schematisch dargestellt, wobei sich für die M die Werte

$$M_1 = 90, \quad M_2 = 60, \quad M_3 = 40, \quad M_4 = 26, \quad M_5 = 17$$

ergaben.

Die Ergebnisse der fünf Transformationen sind in der Abbildung 2 eingetragen. Man ersieht daraus mit aller Deutlichkeit, dass schon nach dreimaliger Durchführung der Transformation die in der Wertereihe enthaltenen zufälligen Schwan-

kungen ausgeschaltet werden. Weiters zeigt das Diagramm in überzeugender Weise, dass die Werte nach mehrmaliger Transformation gegen eine Cosinusfunktion konvergieren und in der Regel schon wenige Transformationen zur Bestimmung der gesuchten Periodizität mit der grössten Amplitude ausreichen. Wie die Rechnung ergab, ist dies eine Periode von 4,2 Jahren, was auch aus dem Diagramm zu entnehmen ist.

Amplitude und Phase der Periode können nun einfach aus den beiden nachstehenden Beziehungen bestimmt werden:

$$A_i = \frac{2}{N} \sqrt{\left(\sum_{\nu=1}^N y_{\nu} \cos \nu \alpha_i \right)^2 + \left(\sum_{\nu=1}^N y_{\nu} \sin \nu \alpha_i \right)^2}$$

$$\operatorname{tg} \beta_i = \frac{\sum_{\nu=1}^N y_{\nu} \cos \nu \alpha_i}{\sum_{\nu=1}^N y_{\nu} \sin \nu \alpha_i}$$

Reduziert man die ursprüngliche Wertereihe y_{ν} um die so berechnete Periode, so erhält man die Reihe

$$y_{\nu} - A_i \sin(\nu \alpha_i + \beta_i), \quad (\nu = 1, 2, \dots, N)$$

die nun in der gleichen Weise wie eben beschrieben behandelt wird, woraus sich die Periodizität mit der zweitgrössten Amplitude finden lässt usw. Für die Abflussreihe der Donau bei Stein - Krems ergaben sich schliesslich folgende 6 Periodizitäten:

| | |
|---------------------|----------------|
| $p_1 = 4,23$ Jahre | $A_1 = 98,220$ |
| $p_2 = 3,50$ Jahre | $A_2 = 83,794$ |
| $p_3 = 14,89$ Jahre | $A_3 = 56,290$ |
| $p_4 = 8,32$ Jahre | $A_4 = 41,798$ |
| $p_5 = 6,67$ Jahre | $A_5 = 39,706$ |
| $p_6 = 6,87$ Jahre | $A_6 = 3,523$ |

Ein besonderer Vorteil der Methode besteht darin, dass sich auf einfache Art der Realität der gefundenen Perioden aus der Streuung σ , der ersten transformierten mit Hilfe der Gleichung

$$R = \frac{1}{2\sigma_i^2}$$

leicht abschätzen lässt. Je kleiner R ist, desto bestimmter darf angenommen werden, dass die erhaltenen Periodizitäten nicht zufälligen Charakter haben und umso berechtigter ist eine Extrapolation der Wertereihe, bzw. umso verlässlicher wird eine darauf basierende Vorhersage sein.

Das Verfahren versagt eigentlich nur dann, wenn zwei Perioden die gleiche Amplitude haben, was wohl kaum einmal eintritt, und die Konvergenz erfolgt umso langsamer, je geringer der Unterschied zwischen zwei Amplituden ist. Dieser Nachteil fällt aber kaum ins Gewicht, wenn man die grossen Vorteile der Methode

bedenkt, deren wesentlichster sicherlich darin besteht, dass sie die jeweils dominierende Periode unmittelbar liefert, also die mühselige Durchmusterung der gegebenen Wertereihe erspart.

Ein Vergleich des an Hand der aufgefundenen Perioden interpolierten Linienzuges mit der ursprünglichen Wertereihe /Abbildung 3/ zeigt eine überraschend gute Übereinstimmung, die zu einer Vorhersage ermutigt. Nimmt man eine solche Abflussprognose vorerst für die Jahre 1961 - 1965 vor, um ein objektives Urteil gegenüber den anderen Methoden zu ermöglichen, so erhält man das in der Abbildung 4 schematisch dargestellte Ergebnis.

Wie man sieht, stimmen die mit Hilfe der Autokorrelationsmethode vorhergesagten Werte mit den tatsächlich eingetretenen Abflüssen bis auf eine Ausnahme, die jedoch keine gänzliche Fehlprognose war, sehr gut überein.

Schliesslich sind in der Abbildung 5 noch die nach den verschiedenen Methoden vorgenommenen und unter denselben Voraussetzungen erstellten Abflussprognosen für die Jahre 1966-1967 angegeben, wobei es dem Leser dieses Berichtes überlassen bleibt, die Vorhersagen mit den aufgetretenen Abflüssen zu vergleichen, sobald dieselben vorliegen.

Auf Grund der bisherigen Ergebnisse erscheint es naheliegend, die Autokorrelationsmethode neben dem einfachen Glättungsverfahren zu favorisieren, und doch möchte der Verfasser im Hinblick auf die im Laufe der letzten Jahre gemachten Erfahrungen von einer solchen Aussage noch zurückstehen. Selbst ein vollkommenes Eintreffen der mit Hilfe dieses Verfahrens vorgenommenen Vorhersagen für die Jahre 1961-1965 würde nämlich noch längst kein hinreichendes Kriterium bilden. Zweifellos berechtigt aber die sehr gute Interpolation der gegebenen Wertereihe durch den superponierten Linienzug zu der Feststellung, dass die Methode von FUHRICH ein hervorragendes Hilfsmittel für das Aufsuchen von Periodizitäten in Beobachtungsreihen darstellt und der Harmonischen Analyse sowie der Periodogramm-Analyse sicherlich vorzuziehen ist.

Damit ist in einer wichtigen Frage, nämlich in jener hinsichtlich der Brauchbarkeit der verschiedenen Methoden in der Praxis und ihrer Vor- und Nachteile eine gewisse Klärung eingetreten. Offen geblieben ist jedoch immer noch die Kernfrage, ob eine wasserwirtschaftlich bedeutsame Vorhersage auf längere Zeit hinaus möglich ist. Und gerade hier haben die umfangreichen Untersuchungen des vergangenen Jahrzehnts einen entscheidenden Fingerzeig gegeben. Es hat sich nämlich deutlich erwiesen, dass mit Hilfe einiger Methoden eine zutreffende Prognose hydrologischer Merkmale durchaus möglich ist, sofern man den Vorhersagezeitraum nicht zu weit spannt. Ebenso hat sich gezeigt, dass kein wie immer geartetes Verfahren eine gelegentliche Wettervorhersage selbst auf wenige Tage hinaus zur Genüge beweist. Das heisst aber, dass Jahresabflussmengen ein untaugliches Ausgangsmaterial darstellen, denn jede Fehlprognose bedeutet im Einzelfall die falsche Vorhersage für ein ganzes Jahr. Geht man jedoch von Monatswerten aus, - wobei angenommen werden darf, dass die aus der Aneinanderreihung gleichnamiger Monate z.B. der Jännermonate 1829-1965 bestehende Zeitfolge hydrometeorologischer Merkmale überzufällige Charakteristika aufweist - so wird eine darauf beruhende zusammengesetzte Vorhersage für eine Saison oder

für einen längeren Zeitabschnitt bis auf ganz seltene aussergewöhnliche Fälle zutreffen müssen, nachdem Fehlprognosen für die einzelnen Monate statistisch in der Minderzahl sind.

Der hiermit angedeutete Weg bedeutet allerdings eine gewaltige Mehrarbeit, die nur unter sinnvoller Heranziehung einer modernen Rechenanlage zu bewältigen ist. Man darf jedoch annehmen, dass damit ein weiterer Fortschritt erzielt und den verschiedenen Zweigen der Wasserwirtschaft noch besser als bisher gedient werden kann. Der Verfasser hofft zuversichtlich, auf der nächsten Konferenz für hydrologische Vorhersagen darüber ausführlich berichten zu können.

Literatur

- Bratráněk A., Langfrist-Vorhersagen für Abflüsse und ihre Bedeutung für den Betrieb von Staubecken. Výskumný ústav vodohospodársky, Práce a Studie, H. 109, 1962
- Dinies E., Treffsicherheit langfristiger Witterungsvorhersagen und Sonnenflecken. Met.Rundschau, 16 /1963/, H.6
- Dixey F., Zyklische Phänomene in der Hydrologie und Sonnenflecken-tätigkeit. Journal of Hydrology, 2 /1964/, Nr.1
- Fischer E., Jahresniederschläge in Klagenfurt und Extremjahre der Sonnenflecken. Wetter und Leben, 17 /1965/
- Fuhrich J., Über die numerische Ermittlung von Periodizitäten und ihre Beziehung zum Zufallsgesetz. Statistický obzor, Prag 1933
- Kresser W., Langfristige Vorhersagen von Abflussmengen nach verschiedenen Methoden und Vergleich der Ergebnisse. 2. Konferenz der Arbeitsgemeinschaft der Donauländer für hydrologische Vorhersagen, Graz 1963
- Mosetti F., Recherches sur quelques oscillations de pluviosité en Europe. L'Energia Elettrica 1962, H.8
- Polgar G., Beziehung zwischen Polderwasseranfall und Sonnenflecken-tätigkeit. Vizügyi Közlemények, 1966, H.1
- Pollak L.W., Über die numerische Methode von J. FUHRICH zur Ermittlung von Periodizitäten, ihre Erprobung und Anwendung auf die Polbewegung. Statistický Obzor 1935, Jg. 16
- Rina A., Considerazioni sulle periodicità dei deflussi con particolare riguardo alle serie annuali delle medie mensili del fiume Ticino a Bellinzona. Acqua Industriale 1963, Nr. 28
- Zawadil R., Gesetzmässigkeiten in den Niederschlagschwankungen Wiens. Der Aufbau, 1966, H. 1/2

$$y_i \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad \sum_{v=1}^N y_v = 0$$

1. Transformation

$$\begin{array}{l} \overline{y_1 \ y_2 \ y_3 \ y_4 \ \dots \ y_{N-3} \ y_{N-2} \ y_{N-1} \ y_N} \quad y'_1 \\ \overline{y_1 \ y_2 \ y_3 \ y_4 \ \dots \ y_{N-3} \ y_{N-2} \ y_{N-1} \ y_N} \quad y'_2 \\ \overline{y_1 \ y_2 \ y_3 \ y_4 \ \dots \ y_{N-3} \ y_{N-2} \ y_{N-1} \ y_N} \quad y'_3 \\ \dots \dots \dots \quad y'_{M_1} \end{array}$$

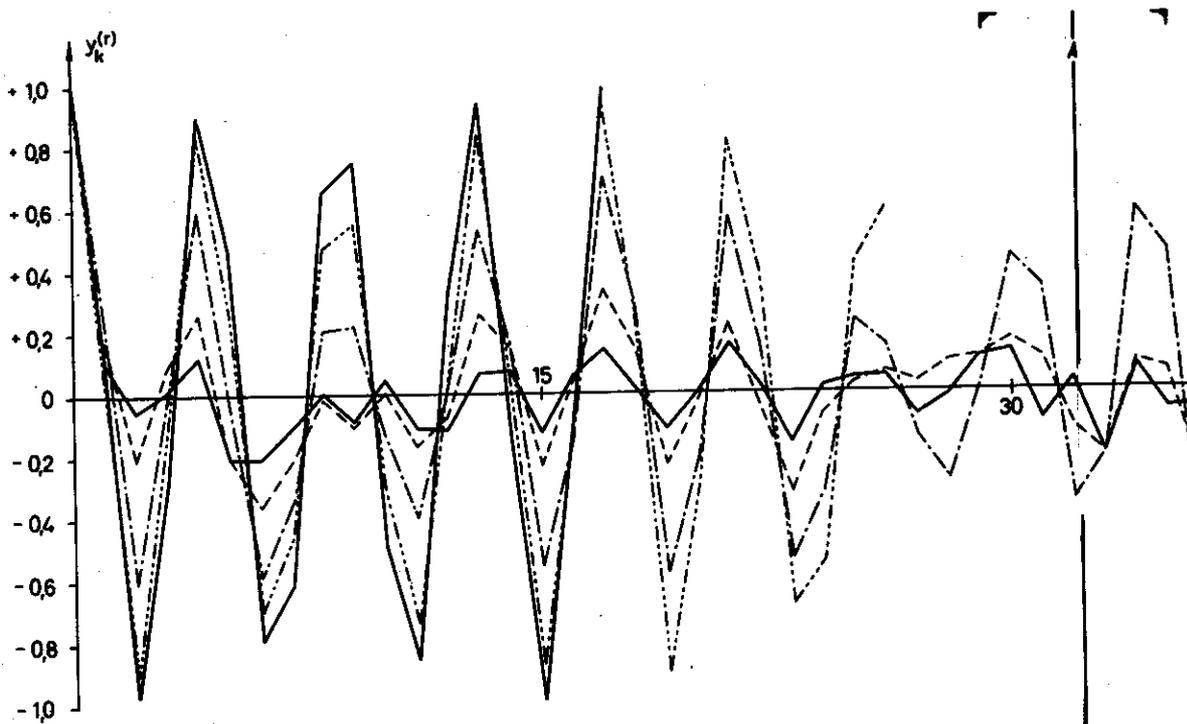


Abb. 2: Diagramm der ersten 5

2. Transformation

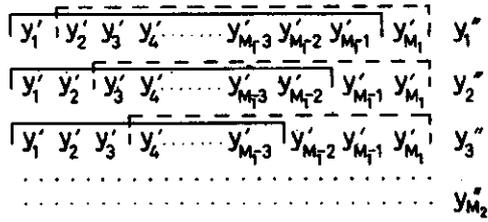
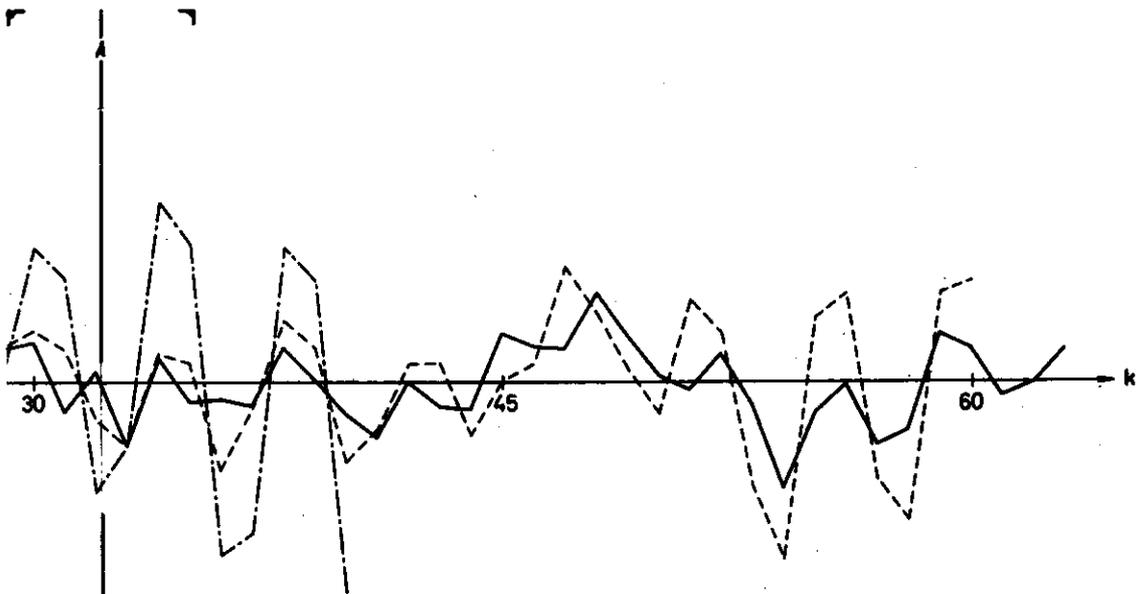


Abb. 1:

Schema der Autokorrelationsmethode nach J.FUHRICH.



ersten 5 Transformationen.

3.8.

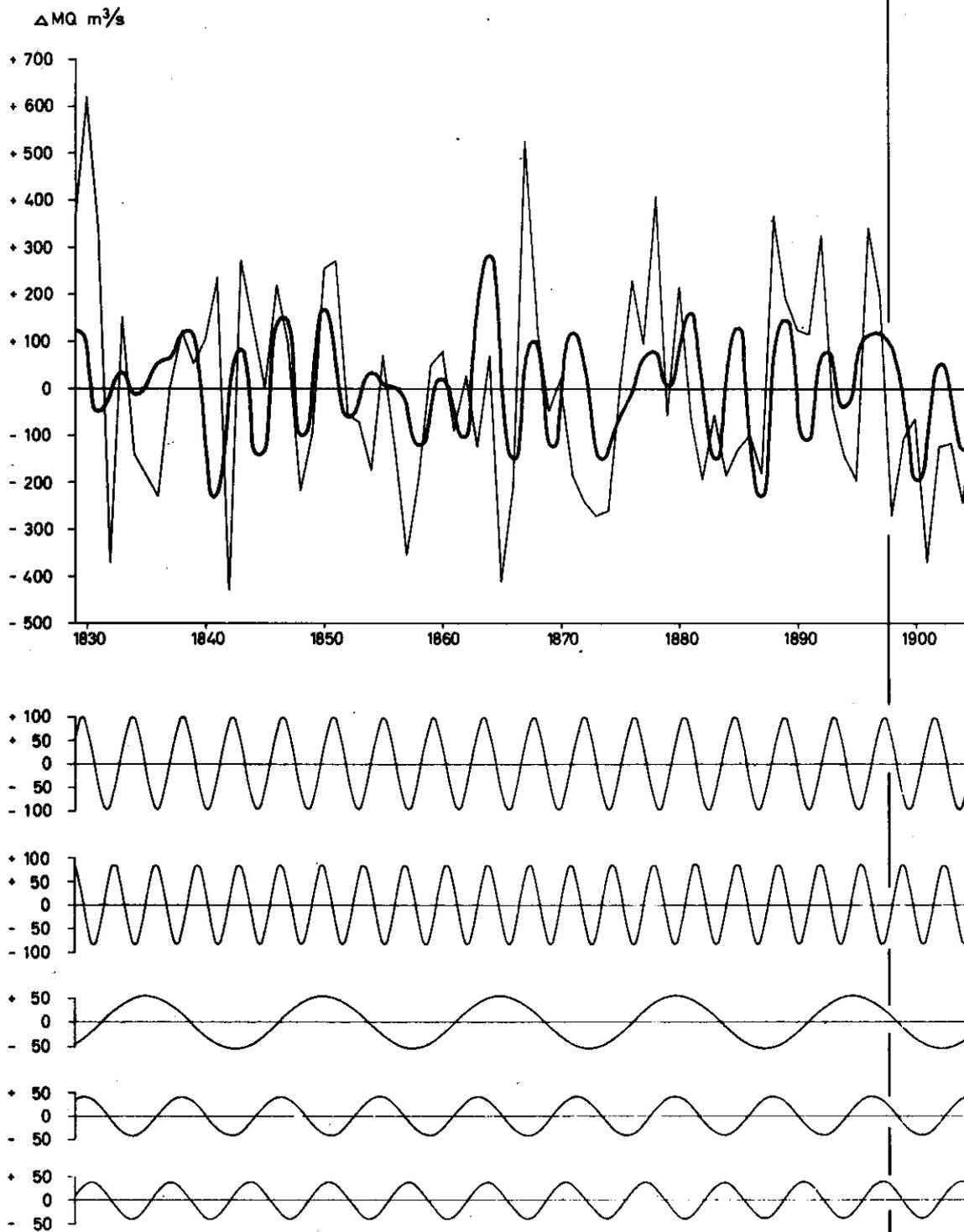
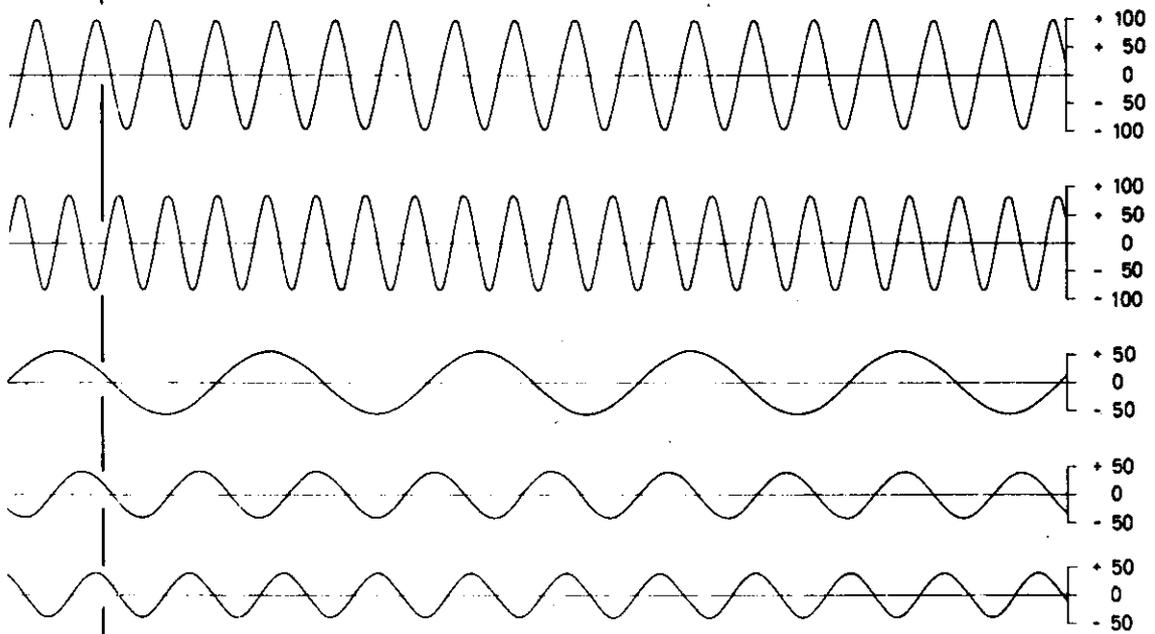
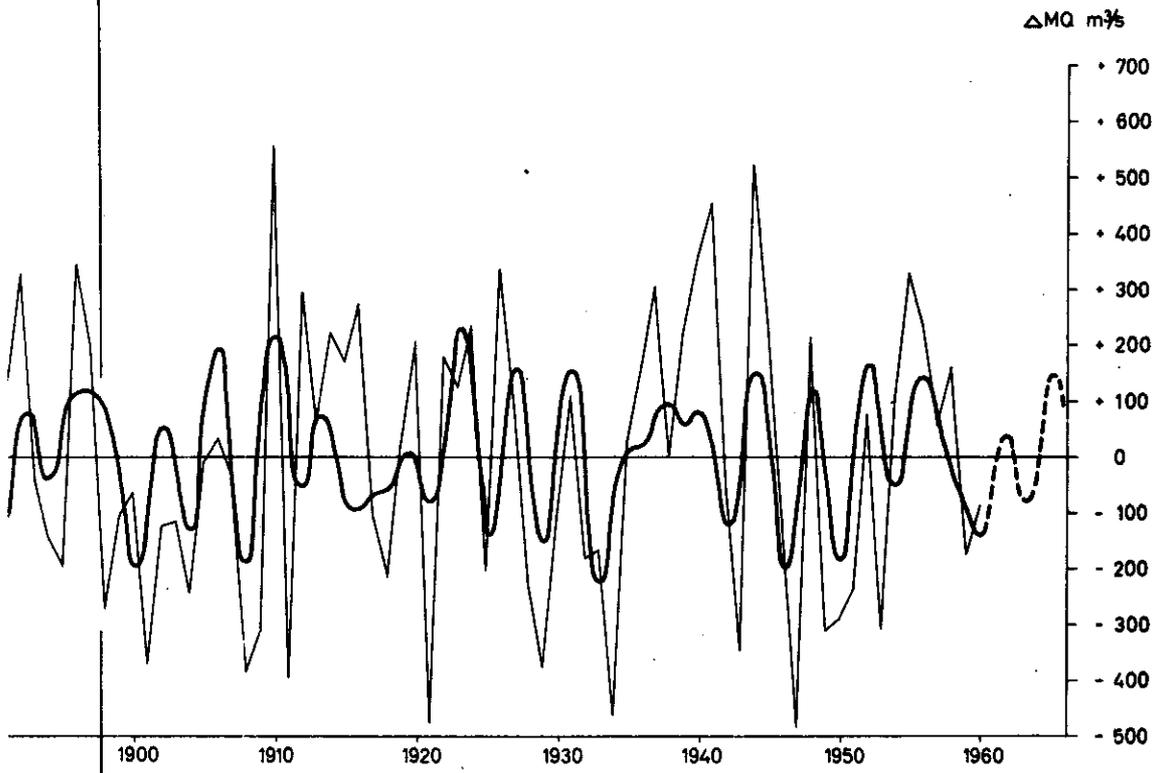


Abb. 3: Autokorrelationsmethode — Abflüsse der

3.9



lüsse der Donau bei Stein-Krems 1829-1960 .

| Extrapolation 1961-65 | | | | | |
|--|--|------|------|------|------|
| Analyse der Jahresreihe 1829-1960 | | | | | |
| | 1961 | 1962 | 1963 | 1964 | 1965 |
| Autokorr. - Methode | === | ▨ | tr. | === | ■ |
| beobachtet | tr. | tr. | tr. | tr. | ■ |
| <u>Legende:</u> | | | | | |
| tr. trocken | === mäßig trocken | | | | |
| naß | mäßig naß | | | | |

Abb. 4:
Abflußvorhersage 1961-65 nach der
Autokorrelationsmethode.

| Extrapolation 1966-67 | | |
|--|--|------|
| Methode | 1966 | 1967 |
| Harmonische Analyse | ▨ | ■ |
| Periodogrammanalyse | ■ | === |
| Glättungsanalyse | ■ | ■ |
| Sonnenflecken - Methode | ■ | ▨ |
| Methode Zawadil | ■ | |
| Autokorrelations - Methode | ■ | tr. |
| beobachtet | | |
| <u>Legende:</u> | | |
| tr. trocken | === mäßig trocken | |
| naß | mäßig naß | |

Abb. 5:
Vergleich der Abflußvorhersagen für 1966-67
nach verschiedenen Methoden.

ZUSAMMENFASSUNG

In Fortsetzung seiner früheren Untersuchungen hat der Autor am Objekt der langjährigen Abflussreihe der Donau bei Stein-Krems 1829-1960 die sogen. Autokorrelationsmethode von J. FUHRICH erprobt, wofür ihm eine der leistungsfähigsten elektronischen Rechenanlagen Europas zur Verfügung stand.

Zuerst wird die Autokorrelationsmethode mit ihren Vor- und Nachteilen kurz erläutert, deren Grundgedanke darin besteht, durch wiederholte Transformationen eine gegebene Zeitreihe so umzuformen, dass schliesslich nur noch die Periode mit der grössten Amplitude übrig bleibt /Abb.1/. Auf diese Weise können die einzelnen Periodizitäten sukzessive bestimmt und für eine langfristige Vorhersage herangezogen werden.

Wie die Anwendung des Verfahrens auf die Abflussreihe der Donau deutlich vor Augen führt, werden bereits nach dreimaliger Transformation die in der Wertereihe enthaltenen zufälligen Schwankungen ausgeschaltet und zwei weitere Transformationen ergeben mit grösster Genauigkeit die einzelnen Periodizitäten /Abb.2/. Vergleicht man den an Hand der aufgefundenen 6 Perioden interpolierten Linienzug mit der ursprünglichen Wertereihe, so zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung, die zu einer Extrapolation und somit zu einer Vorhersage ermutigt /Abb.3/. Eine solche Prognose wird auch für die Jahre 1961-65 sowie für die Jahre 1966-67 vorgenommen und mit den Ergebnissen der anderen Methoden verglichen /Abb.4 und 5/.

Die Untersuchungen haben bewiesen, dass die Autokorrelationsmethode ein ausgezeichnetes Hilfsmittel bei der Erstellung von hydrologischen Vorhersagen darstellt. Allerdings bilden Jahresabflussmengen kein geeignetes Ausgangsmaterial für derartige Prognosen, weshalb vorgeschlagen wird, mit Monatswerten zu operieren. Nach Ansicht des Autors müsste eine darauf beruhende zusammengesetzte Vorhersage für einen längeren Zeitabschnitt eine grosse Eintreffwahrscheinlichkeit besitzen.

А Н Н О Т А Ц И Я

Продолжая свои предыдущие исследования, автор на продолжительном ряде наблюдений за стоком Дуная у Стеин-Кремс /с 1892 по 1960 гг./ испытал автокорреляционный метод Я. Фурьжа, причем в его распоряжении было одно из наилучших счетно-решающих устройств Европы.

Прежде всего в докладе приводится объяснение автокорреляционного метода, разбираются его выгоды и недостатки. Исходная идея этой теории заключается в преобразовании временного ряда повторными трансформациями так, чтобы наконец остался только период с наибольшей амплитудой /рис.1./ . Таким образом можно постепенно определить обеспеченности и использовать их в целях долгосрочного прогнозирования.

Применение такого хода решения к ряду наблюдений за стоком Дуная ясно указало, что троекратная трансформация исключает случайную пульсацию а две дальнейшие трансформации позволили с большой точностью определить обеспеченность /рис. 2./ .

При сравнении хода кривой трансформированной на основе шести определенных периодов с наблюдаемым рядом значений, получается хорошее соответствие, что приводит автора к экстраполированию а на его основе и к прогнозированию /рис. 3/. Был сделан прогноз на 1961-1965 годы и на 1966-67 годы и сравнен с результатами других методов /рис. 4 и 5/ .

Исследования показали, что автокорреляционный метод может быть очень полезным при составлении гидрологических прогнозов. Однако годовые значения стока не являются пригодным исходным материалом для таких прогнозов а поэтому предлагается пользоваться месячными значениями. По мнению автора прогноз на продолжительный период времени, основанный на таких данных, будет иметь большую степень оправданности.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

4

КУНШ Иван, (Братислава)

Некоторые зависимости кульминационных уровней на чехословацком
участке р. Дунай

KUNSCH Ivan, (Bratislava)

Einige Zusammenhänge der Scheitelwasserstände
auf der tschechoslowakischen Donaustrecke

KUNSCH Ivan, (Bratislava)

Niektoré vzťahy medzi kulminačnými stavmi na československom úseku
Dunaja

KUNSCH Ivan, (Bratislava)

Quelques relations entre les hauteurs maximum du niveau
d'eau sur le tronçon tchécoslovaque du Danube

KUNSCH Ivan, (Bratislava)

Some Peak Discharges Relations on the Czechoslovak Danube River
Section

НЕКОТОРЫЕ ЗАВИСИМОСТИ КУЛЬМИНАЦИОННЫХ УРОВНЕЙ
НА ЧЕХОСЛОВАЦКОМ УЧАСТКЕ р. ДУНАЙ

ИВАН КУНШ, Гидрометеорологический Институт, Братислава.

Частые паводки на Дунае заставляют гидрологов обсуждать возможности уточнения прогноза кульминационных уровней на основании новых гидрологических данных, практического опыта и применения новых методов.

В представленном докладе речь идет, прежде всего о зависимости кульминационных уровней, параметров, влияющих на кульминацию нижележащей станции и о выведение подходящих зависимостей, применимых в области прогнозов. Проблематика анализирована для чехословацкого участка р. Дунай между станциями Братислава - Комарно, Братислава - Штурово. Некоторые ориентировочные данные с используемых станций содержит таблица I. Схема исследуемого участка реки дана на рис. 2. Для выбора параметров и для выведения зависимостей необходимо было обработать приблизительно 480 паводковых волн. Из практики известно, что при использовании зависимости кульминационных уровней верхней и нижней станции, для точного прогноза часто не хватает только применения несложной связи между этими двумя станциями, но необходимо по характеру исследуемой реки учитывать дальнейшие факторы, которые влияют в меньшей или большей мере на результат. В согласии с гидравлическими закономерностями, так же как и на основе заключений, вытекающих из работы К. Сестай [3], речь идет в основном о следующих факторах:

- 1/ Регулирующая способность реки на исследуемом участке.
- 2/ Объем бокового притока.
- 3/ Параметры, определяющие форму и объем паводочной волны.

Исходя из этих сведений и опубликованной литературы [1,3], мы стремились эмпирическим путем исследовать количественное влияние и содействие отдельных гидравлических характеристик, как и способ их выражения.

Решение мы осуществили на основании многократной линейной корреляции при применении электронной вычислительной машины и методом коаксиальной графической корреляции.

Ввиду того, что полное содержание основных связей, выступающих при вычислении корреляции достаточно известно из литературы, приводим здесь /табл.2,3/ только названия и символы окончательных параметров.

Уравнение регрессии для m переменных

$$X_1 = a_1 + a_2 X_2 + a_3 X_3 + \dots + a_m X_m,$$

причем X_1 зависимая переменная, X_2, X_3, \dots, X_m независимые переменные, a_1 - константа и a_2, a_3, \dots, a_m - коэффициенты регрессии. Величины a_1, a_2, \dots, a_m выведены при помощи вычислительной машины. Для определения точности свя-

зеей были далее вычислены следующие величины :

- а/ R - коэффициент многократной корреляции
 б/ \bar{R} - коэффициент многократной корреляции, вычисленный с учетом числа членов ряда наблюдений $|n|$ и числа переменных $|M|$:

$$\bar{R} = \sqrt{1 - (1 - R^2) \frac{n-1}{n-M}}$$

 в/ \bar{S} - среднеквадратическая ошибка /см/
 г/ W_0 - сумма абсолютных ошибок /см/
 д/ W - сумма квадратических ошибок /см/
 е/ $Max \Delta$ - максимальная ошибка /см/ .

Для вычислений учитывались следующие параметры :

Регулирующая способность реки.

Между Братиславой и Комарно имеется система рукавов реки, заводней, староречий и островов. Это все образует обширное пойменное пространство, способствующее трансформации и расплыванию паводочной волны. Однако влияние регулирующей способности реки не всегда одинакового и зависит от того, как было регулирующее пространство заполнено водой перед приходом волны и в сроке кульминации верхней станции. Для косвенного выражения регулирующей способности реки мы применили следующие параметры :

1. Уровень воды на нижней водомерной станции в срок кульминации верхней станции h_{KB}, h_{KB} см. список символов/.
2. Разница уровней воды между верхней и нижней или между ними находящейся водомерной станцией во время кульминации верхней станции $(H_B - h_{KB}, H_B - h_{KB})$.

Влияние бокового притока было выражено по /3/ как сумма притоков в Шале над Вагом и Раабе в Арпаши ΣQ м³/сек./ . В исследованных случаях эта величина колеблется в значительных пределах от 95 м³/сек. до 2000 м³/сек.

Параметры влияющие на величину объема паводочной волны, были выражены следующим способом : ΔH_{B48} - изменение высоты уровня воды за 48 час. перед кульминацией в Братиславе в /см/, ΔH_B - высота волны в Братиславе в /см/, T_B - продолжительность стояния в Братиславе уровня воды высотой на 20 см ниже кульминационного.

Сделаем попытку на основании вычисленных результатов, приведенных в табл. 2,3, рассмотреть влияние отдельных факторов.

Что касается связи Братислава - Комарно /табл. 2/, ясно, что если кроме кульминационного уровня (H_B) введем дальнейшие переменные, получается существенное улучшение связей и R изменяется с 0,961 на 0,993 и \bar{S} с 28,48 на 12,87 см. Фактор h_{KB} очень эффективный. Однако наибольшее влияние на уточнение имеет $H_B - h_{KB}$.

По значительности отдельных характеристик их можно написать в следующем порядке :

$$H_B, H_B - h_{KB}, h_{KB}, \Sigma Q, T_B, H_B - h_{KB}, \Delta H_{B48}, \Delta H_B.$$

Наилучшие результаты дает выражение в строке 16 /табл. 2/, однако для практических целей вполне достаточно выражение в строке 14.

В зависимости Братислава - Штурово /табл. 3/ введением дальнейших параметров изменяется R с 0,955 на 0,992 и \bar{S} уменьшается с 28,49 см на 12,91 см. Параметр h_{3B} очень существенный, но разница $H_B - h_{3B}$ выражает регулируемую способность реки на рассматриваемом участке еще лучше. $H_B - h_{KB}$ имеет меньшее влияние, чем оба предыдущие факторы. Несомненно, имеет меньшее влияние, чем оба предыдущие факторы. Несомненно, что если в зависимости уже введена одна их характеристик регулирующей роли реки, дальнейшие показатели этого явления, если они и выражены другим способом, уже существенного улучшения не приносят. /Ср. напр. строки 2,3,4 табл. 3/. По порядку значительности учитываемых факторов их можно написать следующим способом :

$$H_B, H_B - h_{3B}, h_{3B}, H_B - h_{KB}, \Sigma Q, \Delta H_{B+0}, \Delta H_B.$$

Параметр T_B не учитывался. Однако, в данном случае, как и в предыдущих аналогичных зависимостях, нельзя механически принимать такой порядок значительности параметров, не учитывая при этом разные возможные комбинации и взаимное влияние разных факторов. Оптимальным в этом смысле можно считать выражение в строке 13, табл. 3, но для прогноза является достаточным также выражение в строке 12.

Еще необходимо упомянуть, что в некоторых отношениях в табл. 2 и 3 там, где появляется факторов ΔH_{B+0} и ΔH_B при коэффициентах регрессии имеется знак противоположный тому, который можно было бы логически ожидать. Однако речь идет только о мало существенных факторах.

В общем на основе всего вышеприведенного, можно в согласии с работой [3] высказать мнение, что кроме H_B имеют параметры, выражающие регулируемую способность рассматриваемого участка реки на тесноту связи наибольшее влияние. Другим по степени влияния можно считать показатель бокового притока ΣQ . Остальные параметры объема $T_B, \Delta H_{B+0}, \Delta H_B$, как оказалось имеют малое влияние.

Для наглядности мы на рис.1 графически изобразили ход величин $R, \bar{S}, \frac{W_0}{n}, M_{\max} \Delta$ в зависимости от числа переменных в уравнениях. Рисунки подтверждают, что введение более чем двух переменных имеет смысл, но одновременно показывают, что введение большего числа переменных чем 5,6 не приносит улучшения и является до некоторой степени только формальным.

Кроме расчетного решения, были выведены также графические зависимости, из которых на рис. 2 приводится зависимость

$$H_K = f(H_B, H_B - h_{KB}, \Sigma Q)$$

Далее были графически выведены кривые времени добега воды, в зависимости от уровня воды верхнего поста, из которых приводим кривую времени добега воды на участке Братислава - Комарно /рис.3/.

Наконец, еще сравним результаты, полученные графическим и расчетным путем. Для этой цели, мы составили следующие таблицы :

| Графическое решение : | | | Вычислительное решение | |
|---------------------------------------|-----------------|-------------------|------------------------|-------------------|
| Зависимость : | $\frac{W_0}{n}$ | $M_{\max} \Delta$ | $\frac{W_0}{n}$ | $M_{\max} \Delta$ |
| | см | см | см | см |
| $H_K = (H_B, H_B - h_{KB}, \Sigma Q)$ | 7,7 | 49 | 9,3 | 43 |

Из сравнения вытекает, что между обоими способами не имеется существенной разницы. Очевидно, вычисления по многократной линейной корреляции могут иметь при исследовании зависимостей уровней воды более широкое применение, потому что очень часто эти зависимости имеют характер линейный, или близкий линейному. Это подтверждает ход линий на рис.2.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Becker A. Erläuterungen zur Ausarbeitung der Hochwasserscheitel-
vorhersagen für die Elbe auf der Grundlage erweiterter Pegelbeziehungen.
Institut für Wasserwirtschaft. Berlin 1962.
- [2] Kunsch I. : Krátkodobá predpověď vodních stavů a přítoků na českoslo-
venském úseku Dunaje. Hydrometeorologický ústav Praha.
- [3] Szestay K. : Some Methodical Problems of Flood Forecasting in Drainage
Basins of Great Extension. Symposium AIHS Dijon 1956.

Условные обозначения

1. H_B - Кульминационный уровень воды в Братиславе /см/.
2. ΔH_{B48} - Изменение уровня воды в Братиславе за 48 час. перед кульминацией /см/.
3. ΔH_B - Высота волны в Братиславе /см/.
4. T_B - Продолжительность стояния в Братиславе уровня воды высотой на 20 см меньше кульминационного /час/.
5. h_{MB} - Уровень воды в Медведеве в момент кульминации в Братиславе /см/.
6. H_K - Кульминационный уровень воды в Комарне /см/.
7. h_{KB} - Уровень воды в Комарне в момент кульминации в Братиславе /см/.
8. H_S - Кульминационный уровень воды в Штурово /см/.
9. h_{SB} - Уровень воды в Штурово в момент кульминации в Братиславе /см/.
10. ΣQ - Сумма расходов в Шале и Арпаце в момент кульминации в Братиславе /м³/сек./.
11. R - Коэффициент корреляции нескольких переменных.
12. \bar{R} - Коэффициент корреляции нескольких переменных, вычисленный с учетом числа членов ряда наблюдений N и числа переменных M .
13. \bar{S} - Среднеквадратическая ошибка /см/.
14. W_a - Сумма абсолютных ошибок. /см/.
15. W - Сумма квадратичных ошибок /см/.
16. $Max \Delta$ - Максимальная ошибка /см/.

4.6

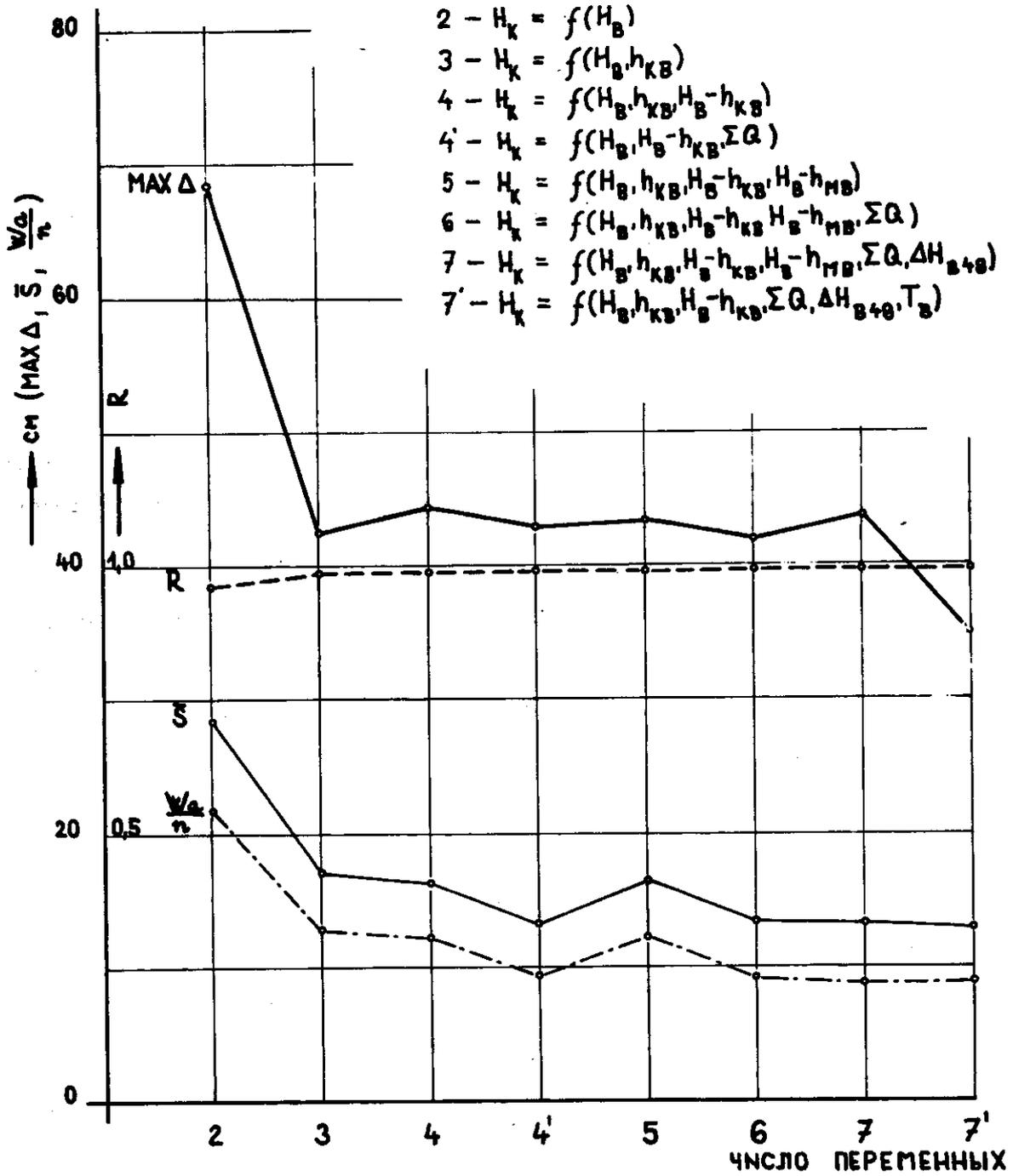


РИС. 1

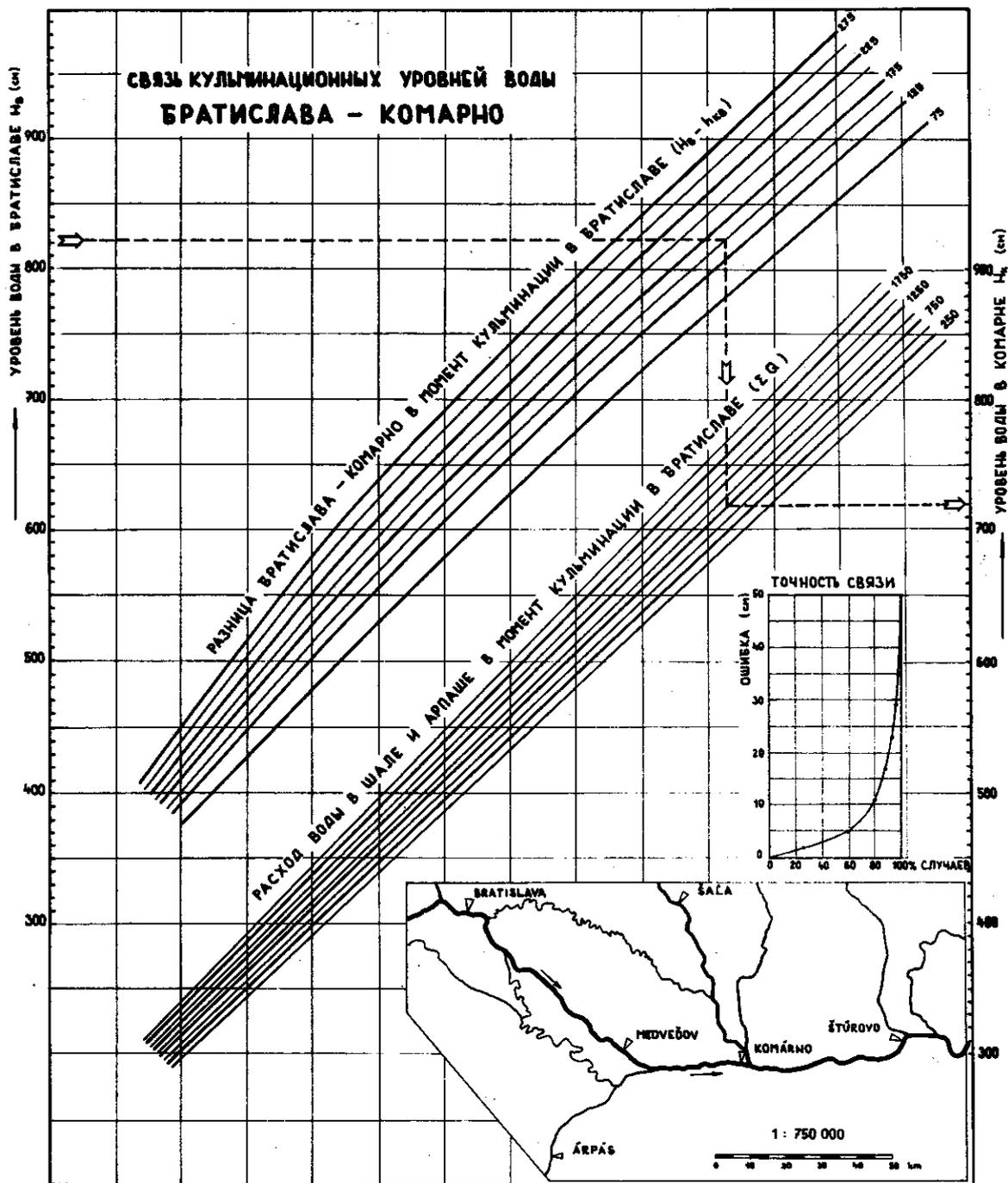


РИС. 2

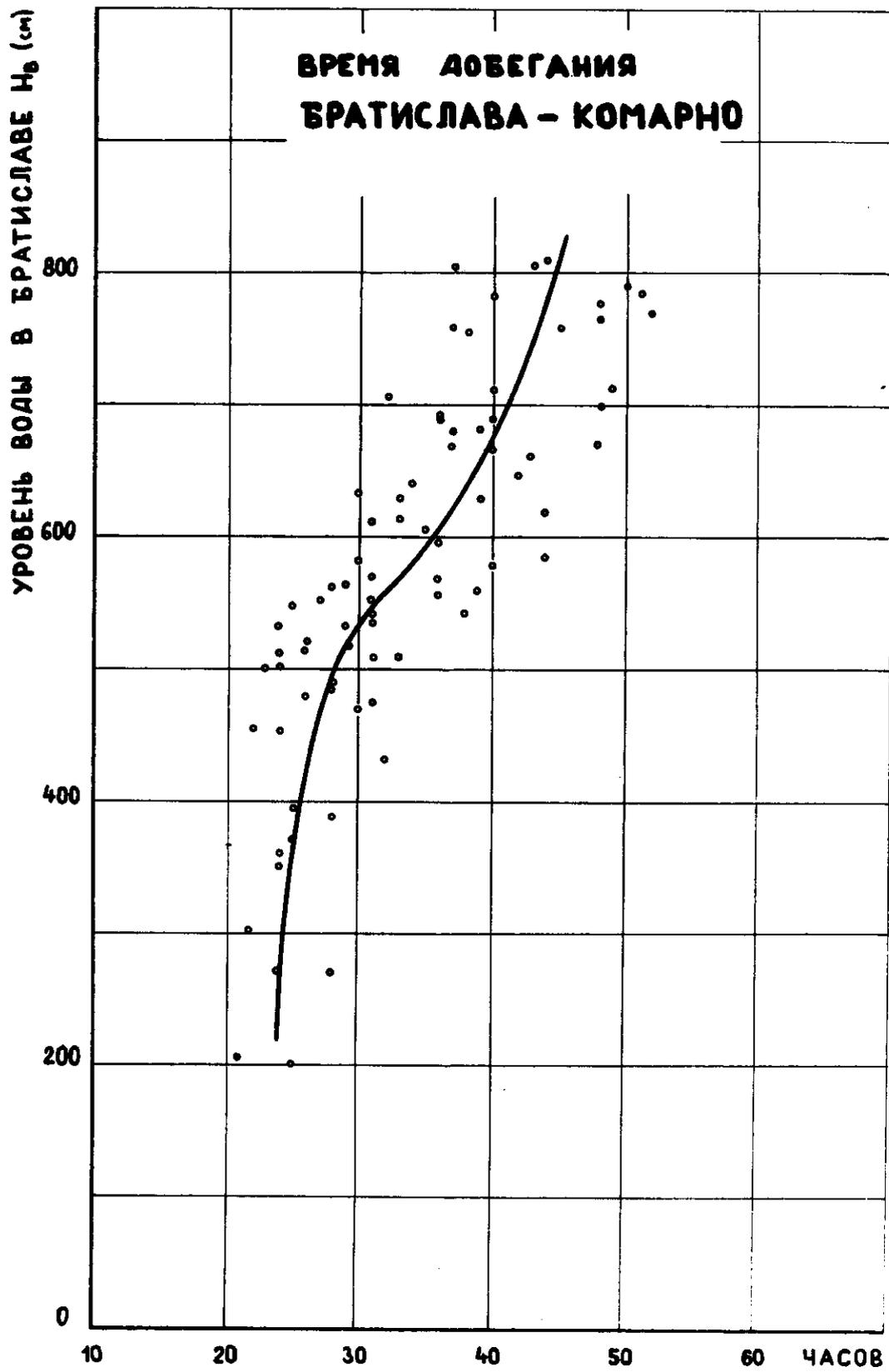


РИС. 3

Табл. 1

С б з о р в о д о м е р н ы х п о с т о в

| Поряд- ковый номер | Пост | Течение | Пикетаж км | Высота Н.У.М. "С" водомер- ной рейки | Высший | | Нижший | |
|--------------------------|------------|---------|---------------|---|-------------------------------------|-----------|--------|------------|
| | | | | | до сих пор наблюдаемый уровень воды | | | |
| | | | | | см | день | см | день |
| 1. | Братислава | Дунай | 1868,8 | 128,452 | 984 | 15.7.1954 | 100 | 28.7.1948 |
| 2. | Медведев | Дунай | 1805,4 | 108,452 | 781 | 16.7.1954 | 29 | 25.12.1927 |
| 3. | Комарно | Дунай | 1767,1 | 103,755 | 801 | 17.7.1965 | -10 | 9.1.1894 |
| 4. | Штурово | Дунай | 1718,6 | 100,869 | 737 | 17.7.1965 | 44 | 29.1.1933 |

Результаты вычисления зависимости переменной

| Поряд- ковый номер | Число пере- мен. | $H_K / \text{см}$ | | | | | | | | | | Число членов ряда $n = 81$ | | | | |
|--------------------------|------------------------|-------------------|----------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------------------|------------------------|--------------|-------|----------------|-------|----------------------------|-------|--------|---------|-------|
| | | H_B см | h_{KB} см | $H_B - h_{KB}$ см | $H_B - h_{KB} - h_{MB}$ см | ΣQ $\text{м}^3/\text{с}$ | ΔH_{B+8} см | ΔH_B | T_B | Кон- станта | R | S | R | S | R | S |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| 1 | 2 | 0,878 | - | - | - | - | - | - | - | -57,30 | 0,961 | 28,48 | 0,961 | 1743,8 | 64058,7 | -68,4 |
| 2 | 3 | 0,387 | 0,569 | - | - | - | - | - | - | - 3,81 | 0,987 | 16,96 | 0,986 | 1034,0 | 22432,2 | -42,5 |
| 3 | 4 | 0,800 | 0,162 | -0,436 | - | - | - | - | - | - 2,71 | 0,988 | 16,38 | 0,987 | 980,7 | 20667,0 | -44,3 |
| 4 | 5 | 0,801 | 0,165 | -0,428 | -0,016 | - | - | - | - | - 3,24 | 0,988 | 16,49 | 0,987 | 982,8 | 20661,0 | -43,4 |
| 5 | 6 | 0,836 | 0,114 | -0,439 | -0,100 | 0,033 | - | - | - | -14,38 | 0,992 | 13,39 | 0,991 | 735,8 | 13444,8 | 42,0 |
| 6 | 7 | 0,846 | 0,117 | -0,406 | -0,095 | 0,031 | 0,044 | - | - | -17,27 | 0,992 | 13,27 | 0,992 | 711,8 | 13022,2 | -43,7 |
| 7 | 3 | 0,963 | - | -0,596 | - | - | - | - | - | - 3,47 | 0,988 | 16,38 | 0,987 | 993,6 | 20926,6 | -44,4 |
| 8 | 3 | 1,070 | - | - | -0,677 | - | - | - | - | -57,66 | 0,972 | 24,33 | 0,971 | 1540,8 | 46190,3 | -65,5 |
| 9 | 3 | 0,842 | - | - | - | 0,056 | - | - | - | -56,11 | 0,976 | 22,65 | 0,975 | 1355,1 | 40025,7 | -50,0 |
| 10 | 3 | 0,863 | - | - | - | - | 0,151 | - | - | -29,33 | 0,967 | 26,58 | 0,966 | 1574,9 | 55097,3 | -66,6 |
| 11 | 3 | 0,935 | - | - | - | - | - | -0,082 | - | -72,86 | 0,964 | 27,42 | 0,964 | 1634,3 | 58643,8 | -69,0 |
| 12 | 3 | 0,833 | - | - | - | - | - | - | 0,978 | -62,84 | 0,973 | 23,97 | 0,972 | 1482,5 | 44829,0 | -70,4 |
| 13 | 4 | 0,964 | - | -0,594 | -0,006 | - | - | - | - | - 3,68 | 0,988 | 16,49 | 0,987 | 994,5 | 20925,7 | -44,0 |
| 14 | 4 | 0,928 | - | -0,500 | - | 0,033 | - | - | - | -11,44 | 0,992 | 13,37 | 0,991 | 751,3 | 13769,7 | -42,9 |
| 15 | 4 | 0,827 | - | - | - | - | 0,055 | -0,147 | - | -28,88 | 0,981 | 20,23 | 0,980 | 1146,4 | 31524,4 | 51,9 |
| 16 | 7 | 0,637 | 0,083 | -0,415 | - | 0,031 | 0,051 | - | 0,274 | -22,33 | 0,993 | 12,87 | 0,992 | 721,5 | 12258,9 | 35,0 |

Дунай в Комерне :
Коэффициент регрессии :

ТАБ. 3

— Результаты вычисления зависимой переменной
 H_{Σ}

Дунай в Штурове:
 Коэффициенты регрессии:

| Поряд- ковый номер | Число пере- мен- | Коэффициенты регрессии | | | | | | | | | | Число членов ряда $n=29$ | | | |
|--------------------------|------------------------|------------------------|----------------|----------------------|----------------------|----------------------------------|------------------------|--------------|----------------|-------|-----------|--------------------------|--------|---------|--------------|
| | | H_B см | H_{3B} см | $H_B - H_{3B}$ см | $H_B - H_{KB}$ см | ΣQ м ³ /с. | ΔH_{B+e} см | ΔH_B | констан- та | R | \bar{S} | \bar{R} | H_B | H | H_{Σ} |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| 1 | 2 | - | - | - | - | - | - | - | -51,92 | 0,955 | 28,49 | 0,955 | 1719,5 | 62493,6 | -75,3 |
| 2 | 3 | 0,393 | 0,512 | - | - | - | - | - | 1,40 | 0,984 | 17,44 | 0,983 | 1654,1 | 23122,0 | -49,2 |
| 3 | 4 | 0,854 | 0,064 | -0,486 | - | - | - | - | 1,61 | 0,985 | 16,74 | 0,985 | 1006,8 | 21009,8 | -52,3 |
| 4 | 5 | 0,849 | 0,066 | -0,406 | -0,092 | - | - | - | 2,65 | 0,985 | 16,78 | 0,985 | 1000,2 | 20847,3 | -53,0 |
| 5 | 6 | 0,941 | 0,030 | -0,416 | -0,022 | 0,039 | - | - | -2,32 | 0,990 | 14,10 | 0,989 | 789,1 | 14508,3 | -43,9 |
| 6 | 7 | 0,847 | 0,070 | -0,518 | -0,033 | 0,031 | 0,115 | - | -9,11 | 0,992 | 12,98 | 0,991 | 718,0 | 12199,9 | -39,7 |
| 7 | 3 | 0,919 | - | -0,551 | - | - | - | - | 1,21 | 0,985 | 16,64 | 0,985 | 1011,6 | 21049,8 | -52,5 |
| 8 | 3 | 0,885 | - | - | -0,558 | - | - | - | -0,015 | 0,982 | 18,44 | 0,981 | 1094,7 | 25840,1 | -56,0 |
| 9 | 3 | 0,756 | - | - | - | 0,068 | - | - | -44,34 | 0,972 | 22,92 | 0,971 | 1324,4 | 39928,6 | -70,6 |
| 10 | 3 | 0,793 | - | - | - | - | -0,147 | - | -24,85 | 0,962 | 26,65 | 0,961 | 1560,0 | 53989,6 | -95,2 |
| 11 | 3 | 0,860 | - | - | - | - | - | -0,076 | -66,33 | 0,959 | 27,62 | 0,958 | 1623,6 | 57979,3 | -82,6 |
| 12 | 4 | 0,871 | - | -0,464 | - | 0,039 | - | - | -2,78 | 0,990 | 13,92 | 0,989 | 788,3 | 14525,7 | -43,8 |
| 13 | 6 | 0,849 | 0,069 | -0,547 | - | 0,032 | 0,114 | - | -9,49 | 0,991 | 12,91 | 0,991 | 717,0 | 12160,6 | -39,4 |
| 14 | 7 | 0,848 | 0,069 | -0,547 | - | 0,032 | 0,114 | 0,001 | -9,28 | 0,991 | 13,00 | 0,991 | 717,2 | 12160,2 | -39,3 |
| 15 | 4 | 0,916 | - | -0,473 | -0,092 | - | - | - | 2,22 | 0,985 | 16,69 | 0,985 | 1004,9 | 20809,9 | -53,3 |
| 16 | 4 | 0,744 | - | - | - | 0,066 | -0,134 | - | -19,9 | 0,977 | 20,94 | 0,976 | 1154,4 | 32869,4 | -71,2 |

ZUSAMMENFASSUNG

Das Referat behandelt die Abhängigkeit der Kulminationsstände auf der Donau zwischen Bratislava - Komárno und Bratislava - Štúrovo. Bei der Ableitung der Abhängigkeit wurden auch weitere Parameter angewandt, die die Flussretention, den Nebenfluss und das Volumen der Hochwasserwelle /s. Bezeichnungen/ ausdrücken. Die Lösung wurde mit Hilfe der Methode der linearen vielfachen Korrelation unter Anwendung eines elektronischen Rechners /Tab.2,3/ und mittels koaxialer graphischer Korrelation /Abb.2/ durchgeführt. Die Ergebnisse haben im Einklang mit /3/ gezeigt, dass im untersuchten Donauabschnitt ausser H_B der Index der Retentionsfähigkeit des Flusses [$H_B - h_{KB}$, $H_B - h_{SB}$, h_{KB} , h_{SB}] den grössten Einfluss hat. Als weiterer beeinflusst das Ergebnis der Faktor des Nebenflusses ΣQ . Die übrigen Volumenfaktoren zeigten wesentlich geringeren Einfluss, und zwar in der Reihenfolge T_B , ΔH_{B48} , ΔH_B . Der Vergleich der mathematischen und der graphischen Methode ergibt keinen wesentlichen Unterschied.

Die Abb. 1 zeigt die graphische Darstellung der Genauigkeit in Abhängigkeit von der Anzahl der Veränderlichen.

Die Abb. 3 zeigt die Abhängigkeit der Laufzeiten Bratislava - Komárno.

Bezeichnungen

- H_B - Kulminationsstand in Bratislava /cm/
- ΔH_{B48} - Änderung des Wasserstandes in Bratislava 48 St. vor der Kulmination /cm/
- ΔH_B - Höhe der Welle in Bratislava /cm/
- T_B - Dauer des Wasserstandes in Bratislava 20 cm unter der Kulmination /St./
- h_{MB} - Wasserstand in Medveďov während der Kulmination in Bratislava /cm/
- H_K - Kulminationsstand in Komárno
- h_{KB} - Wasserstand in Komárno während der Kulmination in Bratislava /cm/
- H_S - Kulminationsstand in Štúrovo
- h_{SB} - Wasserstand in Štúrovo während der Kulmination in Bratislava /cm/
- ΣQ - Summa der Durchflüsse in Šala und Arpáš während der Kulmination in Bratislava /m³/s/
- R - Koeffizient der vielfachen Korrelation
- \bar{R} - Koeffizient der vielfachen Korrelation, berechnet mit Rücksicht auf den Umfang des Satzes n und die Anzahl der Veränderlichen m
- \bar{J} - Mittlere quadratische Fehler /cm/
- W_a - Summe der absoluten Fehler /cm/
- W - Summe der quadratischen Fehler /cm/
- $Max \Delta$ - Grösster Fehler /cm/



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

5

ЧЕХОВА Ирина, (Братислава)

Краткосрочные прогнозы стока малых рек бассейна Дуная на основе
зависимостей стока от осадков

ČECHOVÁ Irina, (Bratislava)

Kurzfristige Abflussvorhersagen auf kleinen Flüssen
im Einzugsgebiet der Donau auf Grund der
Niederschlag-Abfluss-Beziehungen

ČECHOVÁ Irina, (Bratislava)

Krátkodobé predpovede odtoku na malých riekach v povodí Dunaja
na základe zrážkoodtokových vzťahov

ČECHOVÁ Irina, (Bratislava)

Prévisions à brève échéance de l'écoulement
des petites rivières dans le bassin versant du Danube à la base
des relations entre les précipitations et l'écoulement

ČECHOVÁ Irina, (Bratislava)

Short-term Discharge Forecasting of Small Tributaries in the
Danube River Drainage Area Based on the Rainfall-Runoff Relations

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

КРАТКОСРОЧНЫЕ ПРОГНОЗЫ СТОКА МАЛЫХ РЕК БАСЕЙНА
ДУНАЯ НА ОСНОВЕ ЗАВИСИМОСТЕЙ СТОКА ОТ ОСАДКОВ.

Ирина ЧЕХОВА,
Гидрометеорологический институт,
Братислава.

В связи с потребностями народного хозяйства, большое внимание уделяется в настоящее время строительству гидротехнических объектов местного значения, которые часто располагаются на водотоках с относительно малой площадью бассейна. Для рационального использования водных запасов при манипулировании на этих сооружениях, необходимо своевременное предсказание стока рек, как в маловодные, так и в паводочные периоды. В реферате говорится о возможностях прогнозирования стока в период дождей.

В качестве объекта исследования была выбрана р. Нитрица - правый приток р. Нитры /бассейн р. Дунай/.

Бодохранилище при Нитрянском Рудне на р. Нитрице служит целям обеспечения водой промышленного комбината в Новаках. Гидрометрический створ Лиештяны, в 2 км выше по течению реки от плотины при Нитрянском Рудне, был принят за расчетный /боковой приток на участке реки Лиештяны - Нитрянское Рудно не существует/. Площадь бассейна р. Нитрицы до створа Лиештяны 144 км², территория бассейна в основном гористая, сложена палеогеновыми горными породами, перекрытыми аллювиальными отложениями, на большей части покрыта лесом. Среднегодовое количество осадков 923 мм., среднегодовой коэффициент стока 0,38. Для других подобных бассейнов можно производить расчеты и построения, аналогичные описанным в реферате.

В условиях малых водотоков прогнозирование дождевого стока в большой степени осложняется коротким временем добегающих до замыкающих створов. Учитывая это, при решении задачи прогноза стока от осадков, мы стремились к предельному упрощению расчетных зависимостей, во избежание больших затрат времени на вычисления при практическом прогнозировании. Задача решалась во многих вариантах с тем, чтобы найти минимум необходимых для прогноза стока параметров, и осадкомерных станций, данные которых потребуется использовать при прогнозировании.

На первом этапе исследования выяснялись возможности прогнозирования объема стока за весь дождевой паводок.

За период с 1957 по 1966 гг. были выбраны 62 самых разнообразных по характеру паводка. На гидрографах сток в результате конкретных дождей отделялся от подземного и от стока сформированного предыдущим поступлением воды на водосбор, как показано на рис. 1.

На величину дождевого стока / U мм/ влияет характер дождя, с одной стороны, и дефицит влажности в бассейне - с другой.

Важнейшими характеристиками дождя мы считали :

1. Индекс осадков / I_2 мм/ - определялся для введения в расчеты тремя

способами - "полигона", "арифметического среднего" и "веса" к показаниям каждой станции по корреляции со стоком [лит. 3]. Для вычисления использовались различные варианты сочетания расчетных осадкомерных станций, при их различном количестве в комбинациях.

2. Продолжительность дождя - рассчитывалась, как общая продолжительность периода выпадения дождя / T , час./ и продолжительность дождя без учета перерывов в его ходе / T_{ef} , час./.

3. Средняя интенсивность дождя - вычислялась как $i_1 = \frac{I_2}{T}$ мм/час. и как $i_2 = \frac{I_2}{T_{ef}}$ мм/час.

Общее состояние влагонасыщенности бассейна перед началом рассматриваемых дождей можно косвенно характеризовать либо расходом воды в реке перед началом паводка / $Q_{м^3}$ /сек./, либо с помощью индекса / I_W /, полученного на основе учета осадков за определенный период до выпадения паводкообразующих дождей. Расчет этого индекса был произведен двумя способами :

а/ по формуле Н.Ф. Бефани [лит. 3]

б/ по способу Буро погоды США [лит. 5]

Для вычисления индекса использовались различные варианты сочетания расчетных осадкомерных станций, при их различном количестве в комбинациях; расчеты производились для периодов 10, 15 и 30 дней до начала вызвавших паводок дождей.

В расчеты вводилась, также, средняя температура воздуха за период 30 дней до начала паводка / t° /.

Для нахождения оптимального решения, теснота зависимости стока от вышеперечисленных характеристик определялась двумя способами: линейной многочленной и графической корреляции.

1. В результате решения, выполненного первым способом при помощи электронного счетно - решающего устройства, предлагаем как наилучшее уравнение :

$$y = 0,667 I_2 + 0,471 I_W - 0,044 T + 0,120 i_1 - 0,706 t - 17,4 \quad /1/$$

и два более простых уравнения, вполне пригодных для практического прогнозирования :

$$y = 0,654 I_2 + 0,511 I_W - 0,044 T - 29,6 \quad /2/$$

$$y = 0,573 I_2 + 0,490 I_W - 28,4 \quad /3/$$

при этом было установлено, что для данного бассейна наилучший метод для вычисления I_2 - метод "арифметического среднего", наиболее репрезентативными для расчетов характеристик дождя являются станции Валаска Бела и Гапель, наилучшей косвенной характеристикой предшествующего увлажнения бассейна является I_W - индекс по способу Бефани, рассчитанный за период 30 дней до начала паводкообразующих дождей, для его получения достаточно использовать показания одной станции Вал. Бела.

2. В результате решения вторым способом было найдено графическое выражение зависимости $y = f(I_2, I_W)$ - рис.2. Зависимость этого вида настолько тесная, что введение дополнительных параметров не имело практического смысла.

Оценку предлагаемой методики можно произвести на основе нижеприведенных характеристик:

Таблица 1.

| Способ решения: | R | $\bar{f}_{\text{нн}}$ | $\sigma_{\text{нн}}$ | $\frac{f}{\sigma}$ | $\frac{W_{\theta}}{n}$ | $\Delta_{\text{МАХ}} \text{ мм}$ | Обеспеченность δ в %: |
|-----------------|-------|-----------------------|----------------------|--------------------|------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Уравнение 1 | 0,952 | 8,84 | 27,8 | 0,32 | 6,49 | 25,0 | 97,5 |
| Уравнение 2 | 0,949 | 8,97 | 27,8 | 0,32 | 6,54 | 26,7 | 97,5 |
| Уравнение 3 | 0,944 | 9,30 | 27,8 | 0,33 | 6,78 | 27,8 | 96,0 |
| Графическ. | 0,985 | 5,10 | 27,8 | 0,20 | 3,10 | -21,0 | 98,5 |

где R - коэффициент корреляции
 $\bar{f}_{\text{нн}}$ - среднеквадратическая ошибка
 $\sigma_{\text{нн}}$ - среднеквадратическое отклонение прогнозируемой величины от нормы
 $\frac{f}{\sigma}$ - критерий применимости и качества методики
 $\frac{W_{\theta}}{n}$ и $\Delta_{\text{МАХ}}$ - соответственно, среднее и максимальное отклонение предсказанных величин от фактических

δ - допустимая погрешность прогнозов $\delta = \pm 0,674 \sigma = \pm 18,7 \text{ мм}$.

Согласно рекомендациям "Наставлений по службе прогнозов" СССР /3/, предлагаемая методика относится к категории "хороших". Оба способа расчета вполне пригодны для практического использования, графический способ, однако, дает несколько лучшие результаты.

Ниже приводим в качестве иллюстрации, полученные по уравнениям 1 - 3 и с графика /рис.2/ величины поверхностного стока за катастрофический паводок от дождей 19 - 20 августа 1966 г., сведения о котором при расчетах зависимостей не использовались, т.е. поступили после их выполнения.

Таблица 2.

| Способ расчета | Урассч. мм | Уфакт. мм | Ошибка Уфакт. - Урассч., мм |
|---------------------------------|------------|-----------|-----------------------------|
| по уравнению 1 | 49,7 | 47,5 | - 2,2 |
| по уравнению 2 | 49,8 | 47,5 | - 2,3 |
| по уравнению 3 | 44,2 | 47,5 | 3,2 |
| по графику $y = f(I_2, I_W)$ | 48,0 | 47,5 | 0,5 |

На дальнейшем этапе выяснялись возможности прогнозирования величины кульминационного расхода воды дождевого паводка.

Теснота зависимости этой величины от гидрометеорологических факторов определялась способом линейной многочленной корреляции и соосным способом графической корреляции.

1. В результате решения первым способом предлагаем три лучших уравнения:

$$Q_K = 0,621 I + 0,195 T_{\text{эф}} + 0,189 I_2 + 0,224 I_W - 11,4 \quad /4/$$

$$Q_K = 0,511 I + 0,274 I_2 + 0,224 I_W - 11,3 \quad /5/$$

$$Q_K = 0,619 I + 0,269 T_{\text{эф}} + 0,116 I_2 + 2,20 Q_0 - 7,2 \quad /6/$$

где I /мм/час/ - наибольшая интенсивность дождя, об остальных параметрах говорилось выше.

2. В результате решения вторым способом предлагаем для прогнозирования Q_K два графика

$$Q_K = f(I, Q_0, T_{\text{ср}}) \text{ и } Q_K = f(I, Q_0, I_2),$$

которые различаются параметрами, введенными в качестве третьей независимой переменной. /рис. 3 и 4/.

На основе нижеприведенных характеристик, можем оценить предлагаемую методику независимо от способа расчета как "хорошую", однако расчеты по графикам, особенно по графику $Q_K = f(I, Q_0, I_2)$, дадут лучшие результаты.

Таблица 3.

| Способ расчета | | R | \bar{J} м ³ /сек | σ м ³ /сек | $\frac{\bar{J}}{\sigma}$ | $\frac{N_0}{P}$ м ³ /сек | Δ_{max} м ³ /сек | Обеспеч. δ в % |
|-------------------|---|-------|----------------------------------|---------------------------------|--------------------------|--|--|-----------------------|
| уравнение | 4 | 0,899 | 4,13 | 8,98 | 0,46 | 2,69 | -10,5 | 86,0 |
| уравнение | 5 | 0,894 | 4,15 | 8,98 | 0,46 | 2,70 | -11,0 | 86,0 |
| уравнение | 6 | 0,894 | 4,21 | 8,98 | 0,47 | 2,96 | -12,0 | 85,5 |
| графич. рис 3 | | 0,940 | 2,98 | 8,98 | 0,33 | 1,90 | 12,6 | 98,0 |
| графич. рис. 4 | | 0,956 | 2,81 | 8,98 | 0,31 | 1,80 | 9,7 | 98,0 |

Допустимая погрешность прогноза равна $\pm 0,647 \delta$, т.е. $\pm 6,05 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Кроме того способом коаксиальной корреляции было найдено графическое выражение зависимости $\Delta Q_K = f(I_2, I_N, K)$ - рис. 5, где ΔQ_K - разность величины кульминационного расхода меженного расхода воды перед началом паводка, а K равно отношению $\frac{T}{T_{\text{ср}}}$. Вводя в качестве третьей независимой переменной коэффициент K , мы исходили из соображения, что при непрерывном дожде $\frac{T}{T_{\text{ср}}} = 1$, при прочих равных условиях, величина ΔQ_K будет больше, чем при дожде с перерывами $|K = \frac{T}{T_{\text{ср}}}| > 1$. График нельзя использовать механически для всех случаев, т.к. при продолжительности одного перерыва более, чем 4 - 6 час., в ходе паводка могут быть выделены две разные волны, для каждой из которых расчет ΔQ_K нужно производить отдельно.

Методику прогнозирования ΔQ_K (значит, и Q_K) можно отнести к категории "хорошая", $R = 0,960$, $\bar{J} = \pm 3,00 \text{ м}^3/\text{сек}$., $\sigma = \pm 7,91 \text{ м}^3/\text{сек}$., $\frac{\bar{J}}{\sigma} = 0,38$, $\frac{N_0}{P} = \pm 2,1 \text{ м}^3/\text{сек}$., $\Delta_{\text{max}} = -9,4 \text{ м}^3/\text{сек}$., $\delta_{\text{доп.}} = \pm 5,32 \text{ м}^3/\text{сек}$., обеспеченность допустимой погрешности 93,0 %.

Зависимость продолжительности подъема паводочной волны от продолжительности осадков графически изображена на рис. 6. Имея возможность определить продолжительность подъема паводка на основе продолжительности осадков, величину кульминационного расхода - любым из вышеописанных методов, а продолжительность спада - на основе кривых истощения /для р. Нитрицы методика разработана гидропрогнозным центром в Банской Быстрице/, можно прогнозировать схематичный гидрограф стока.

Для расчета полного гидрографа стока необходимо, во первых, знать величину стока за паводок, во-вторых, иметь кривую добегаания как функцию распределения во время расходов воды в замыкающем створе, при стоке, равном единице и при равномерном поступлении воды на поверхность бассейна в течении заданной единицы времени. На основе метода Шермана /5/ было рассчитано для р. Нитрицы относительное распределение стока в единичном паводке - элементарный гидрограф стока от дождей,

продолжительностью 1 час.

Расчет гидрографа стока с помощью элементарного гидрографа сводится к следующим этапам:

а/ последовательно суммируются индексы осадков за каждый час выпадения дождя и по нему, по графику /рис.2/ определяется соответствующая величина слоя паводочного стока.

б/ величина водообразования за каждый час определяется как разность между соседним /по часам/ величинами суммарного слоя водообразования.

в/ величины водообразования от каждого часа выпадения дождя умножаются на ординаты элементарного гидрографа и суммируются с учетом запаздывания в поступлении отдельных масс воды.

г/ для получения полного гидрографа стока, вычисленные значения суммируются с базисным стоком.

Практика показала, что для пересчета величины водообразования в гидрограф стока лучше пользоваться не одним обобщенным элементарным гидрографом, а хотя бы двумя, в зависимости от величины водообразования. Если в результате каждой часовой фазы дождя коэффициент стока не более 0,2 предлагаем использовать элементарный гидрограф первого типа /рис. 7/, если больше 0,2 - второго типа /рис.8/.

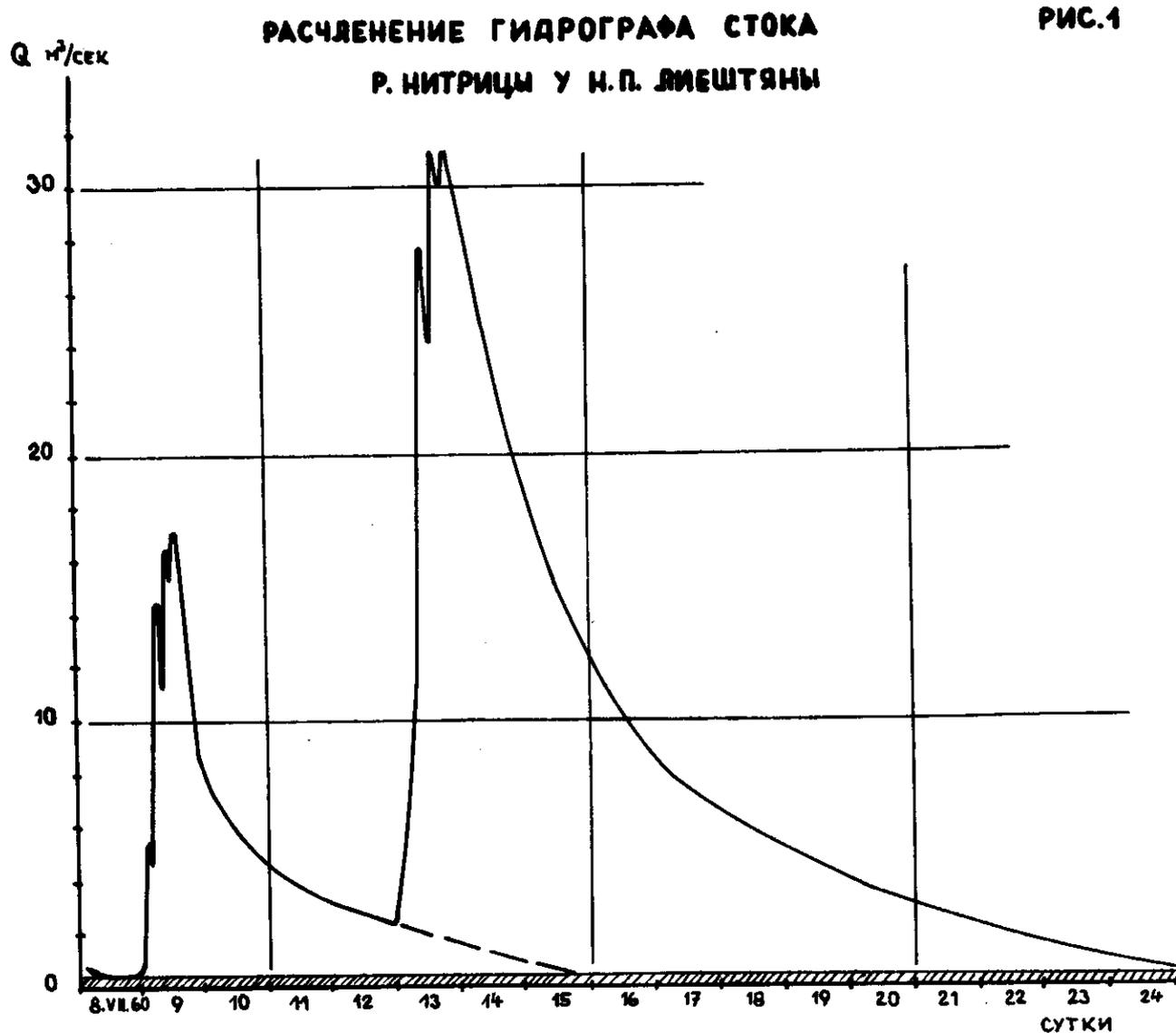
В качестве иллюстрации приводим гидрограф стока катастрофического паводка в августе 1966 г., рассчитанный на основе элементарного гидрографа /рис.9/.

Приведенные на рис. 7 и 8 интегральные кривые относительно распределения стока в элементарном паводке характеризуют последовательность нарастания объемов воды /в долях от целого объема стока элементарного паводка/. С помощью этих кривых можно рассчитать объем дождевого стока, который протечет через сечение реки до любого момента от начала паводка. Для этого величины стока от каждой часовой фазы дождя нужно умножить на соответствующие ординаты интегральной кривой /с учетом запаздывания в поступлении отдельных масс воды/ и полученные величины просуммировать.

Элементарные гидрографы и интегральные кривые, полученные для бассейна р. Нитрицы, могут быть использованы и для смежных аналогичных бассейнов с помощью методов, предлагаемых в литературе./5/.

Л и т е р а т у р а

1. Kunsch I., Zatkalík G. : Zrážkooodtokové závislosti na hornom Váhu a Orave, Н М У , Bratislava 1965.
2. Skrovina O., Móric A., Štefko I. : Vodné dielo na Nitrici a akumuláčná nádrž na Nitre v Novákoch, SVTL , Bratislava 1960.
3. Бефанин Н.Ф., Калинин Г.П. : Упражнения и методические разработки по гидрологическим прогнозам, Гидрометеиздат., Ленинград, 1965.
4. Апполов В.А., Калинин Г.П., Комаров В.Д.: Гидрологические прогнозы, Гидрометеиздат., Ленинград, 1960.
5. Линслей Р.К., Молер М.А., Паулюс Д.Л.Х., Прикладная гидрология, Гидрометеиздат., Ленинград, 1962.



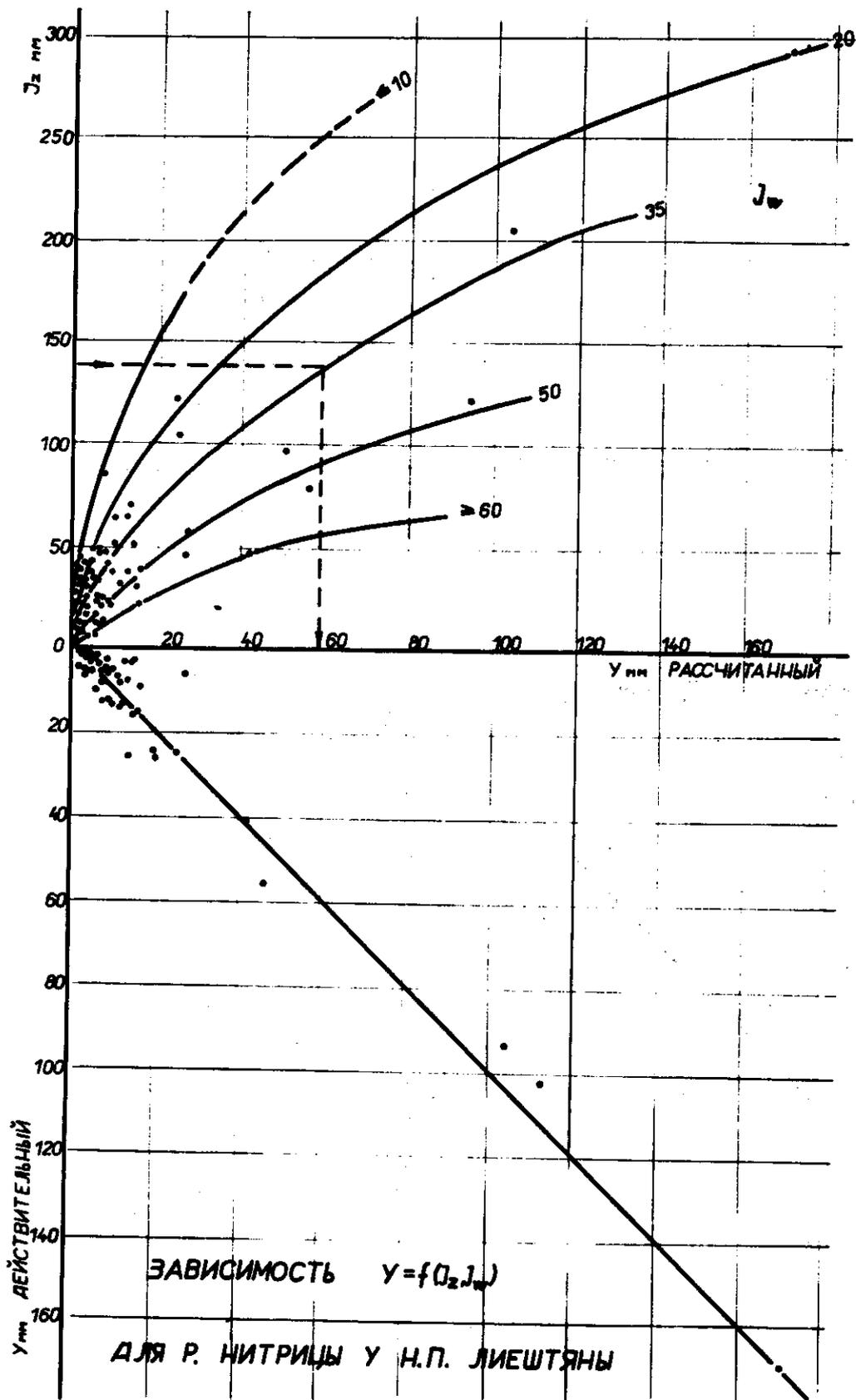


РИС. 2

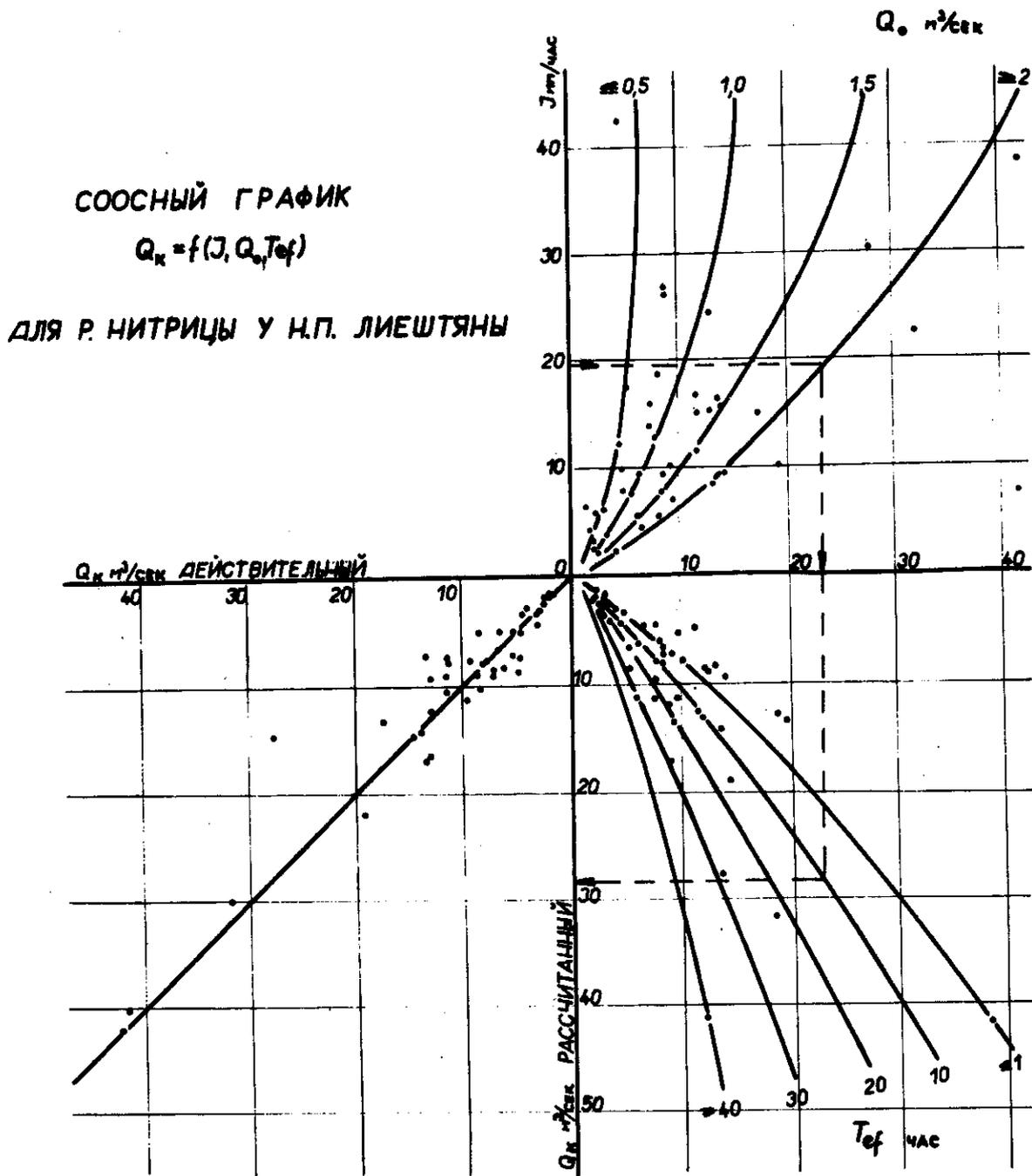


РИС. 3

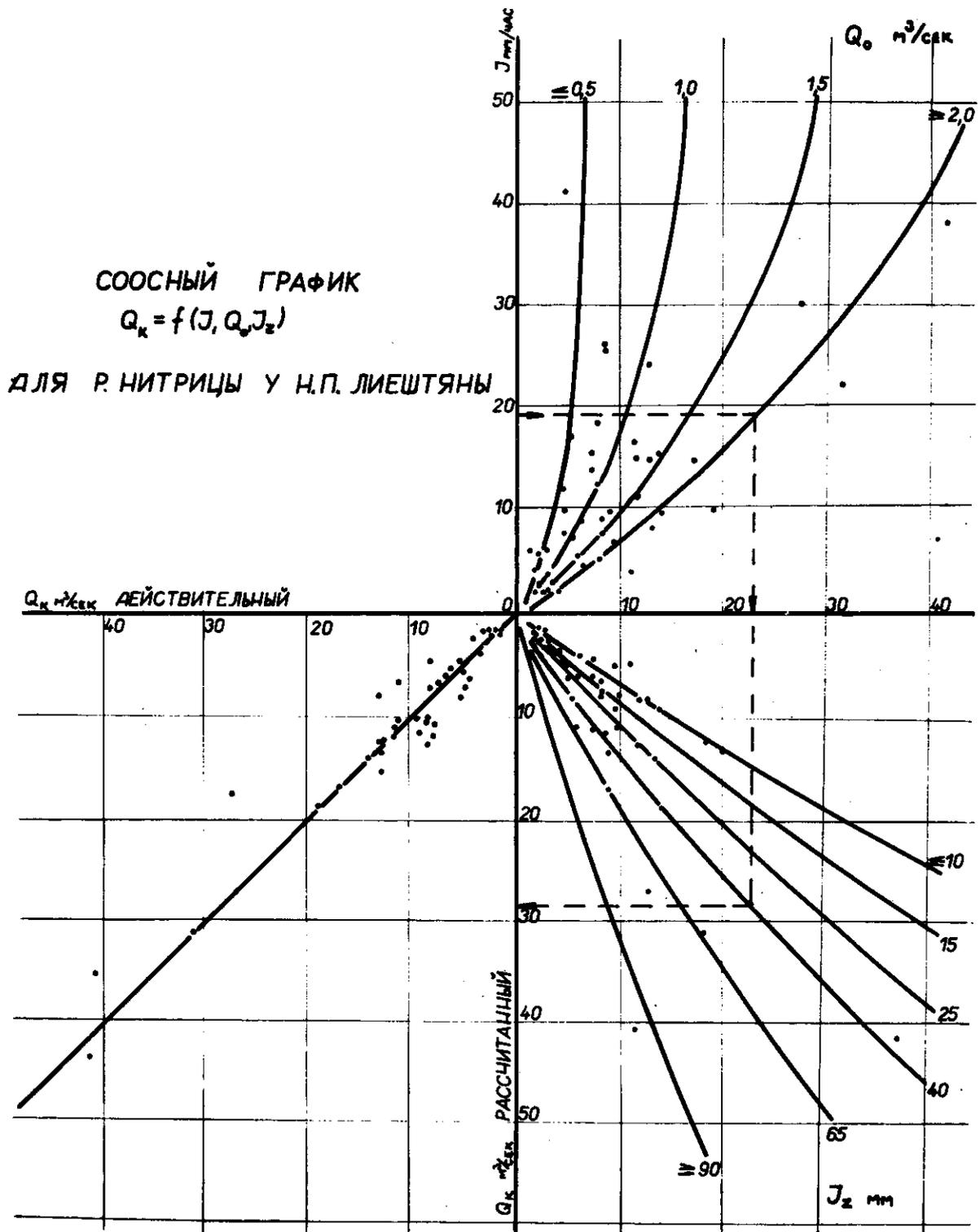


РИС. 4

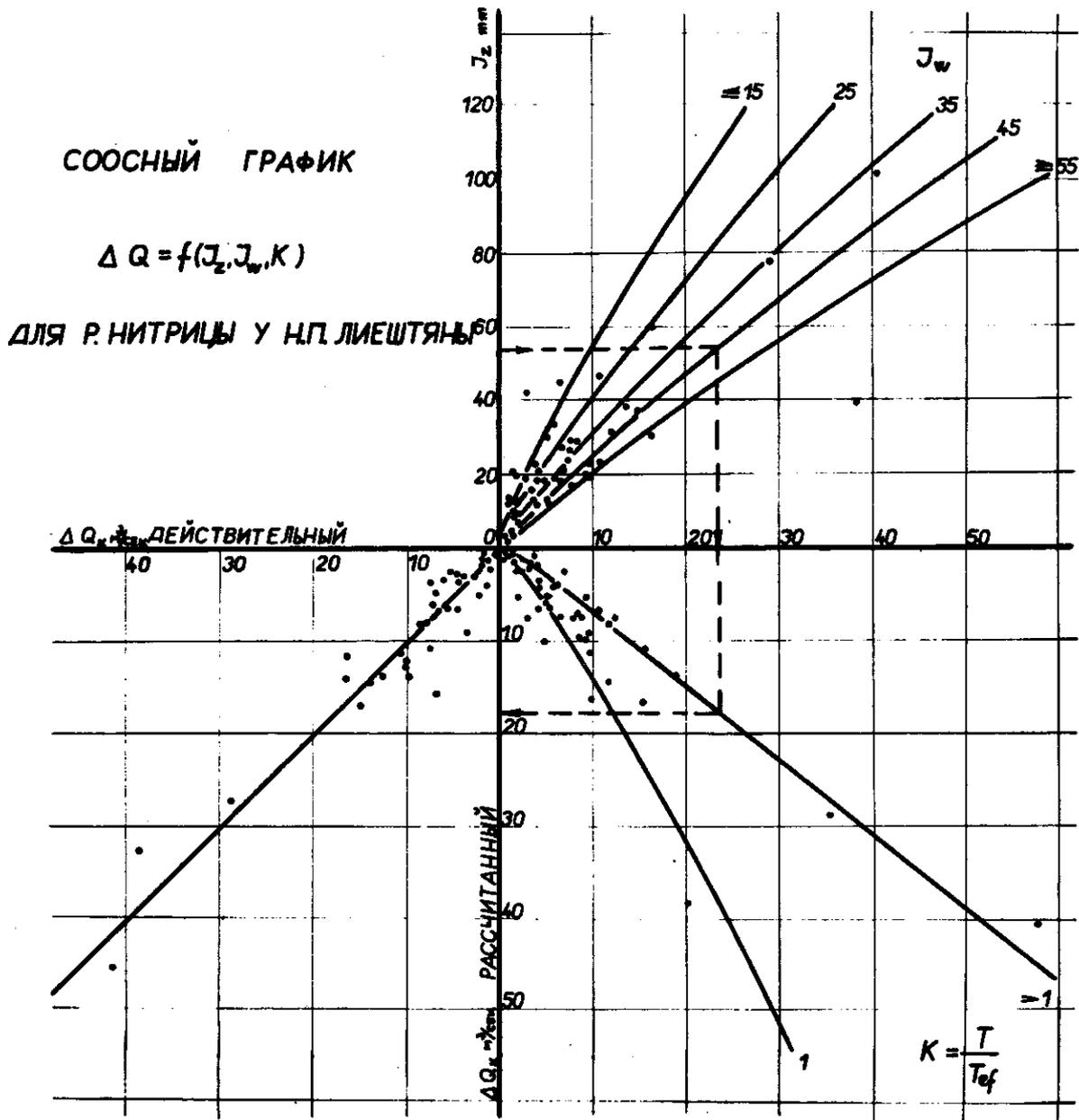


РИС. 5

ЭЛЕМЕНТАРНЫЙ ГИДРОГРАФ И ИНТЕГРАЛЬНАЯ КРИВАЯ
НАРАСТАНИЯ СТОКА ЭЛЕМЕНТАРНОГО ПАВОДКА (ТИП 1.)
ДЛЯ Р. НИТРИЦЫ У Н.П. ЛИШТЯНЫ

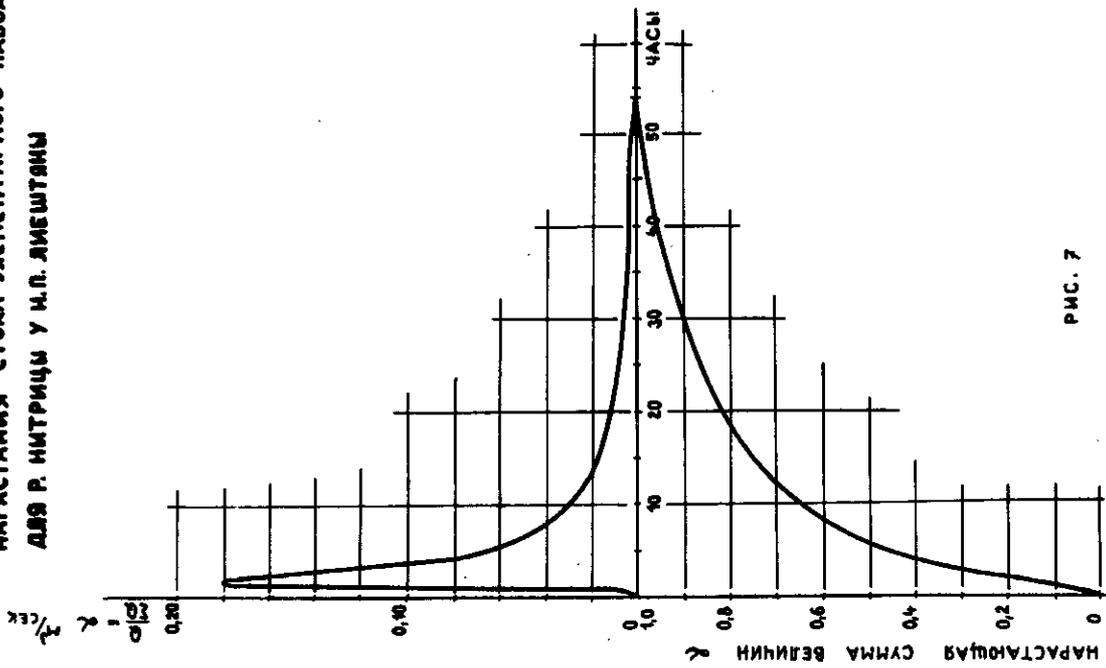


РИС. 7

ЭЛЕМЕНТАРНЫЙ ГИДРОГРАФ И ИНТЕГРАЛЬНАЯ КРИВАЯ
НАРАСТАНИЯ СТОКА ЭЛЕМЕНТАРНОГО ПАВОДКА (ТИП 2.)
ДЛЯ Р. НИТРИЦЫ У Н.П. ЛИШТЯНЫ

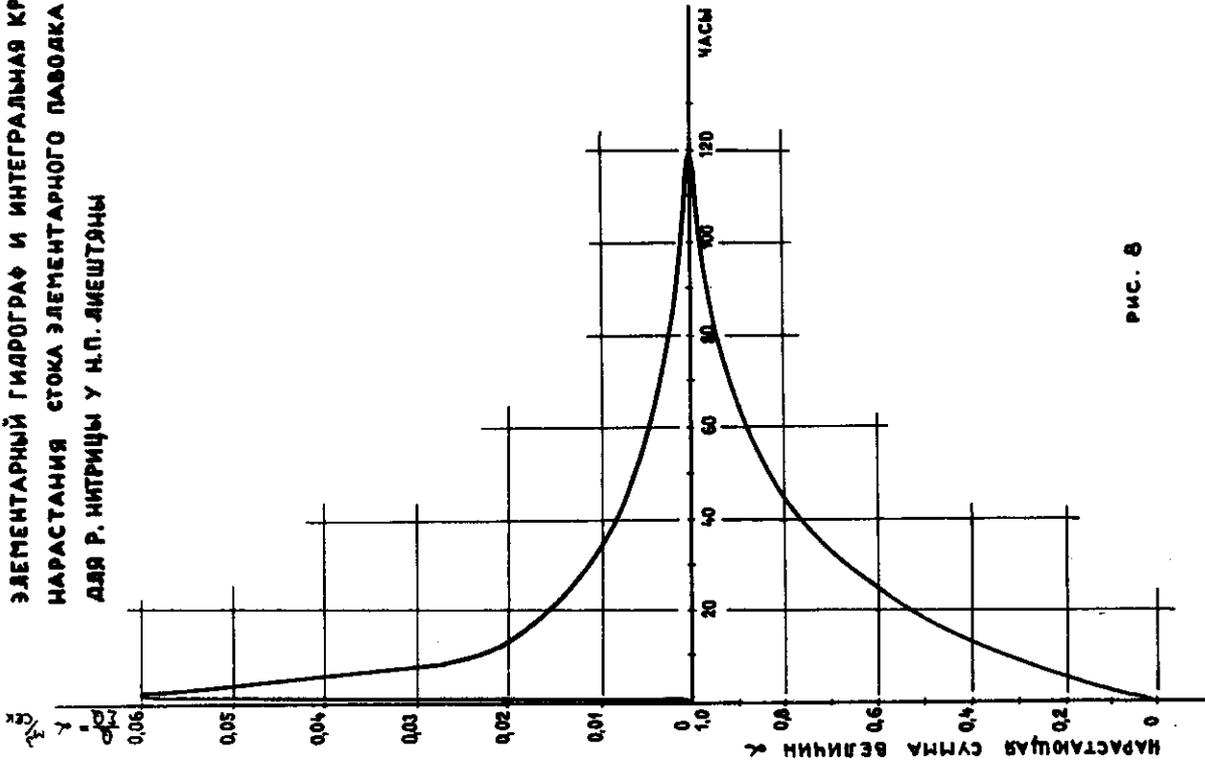


РИС. 8

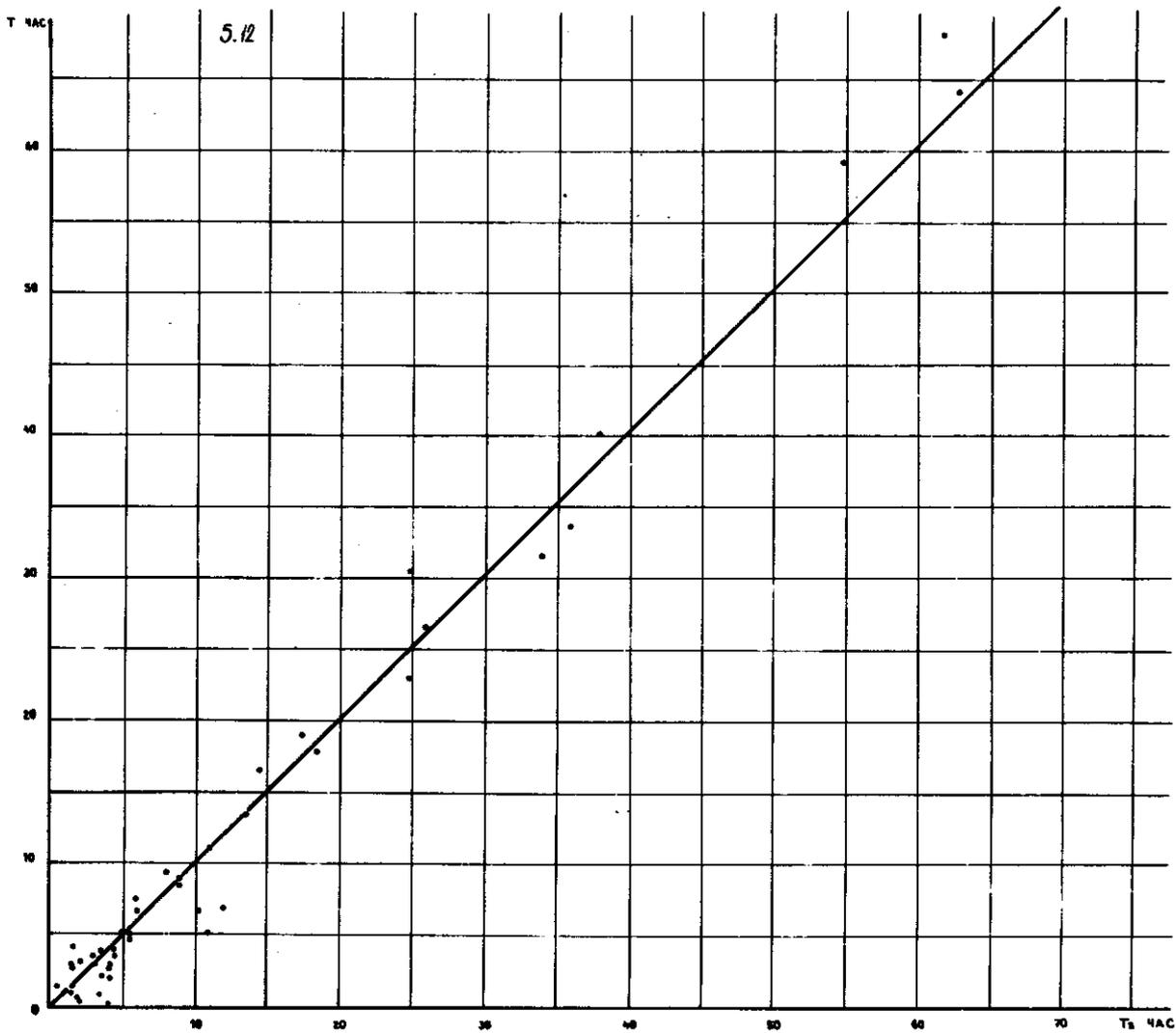


ГРАФИК ЗАВИСИМОСТИ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ЯВЛЕНИЯ ПАВОДКА ОТ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ОСАДКОВ
НА Р. НИТРИЦЕ У И.В. ДИШТЯНЫ

РИС. 8

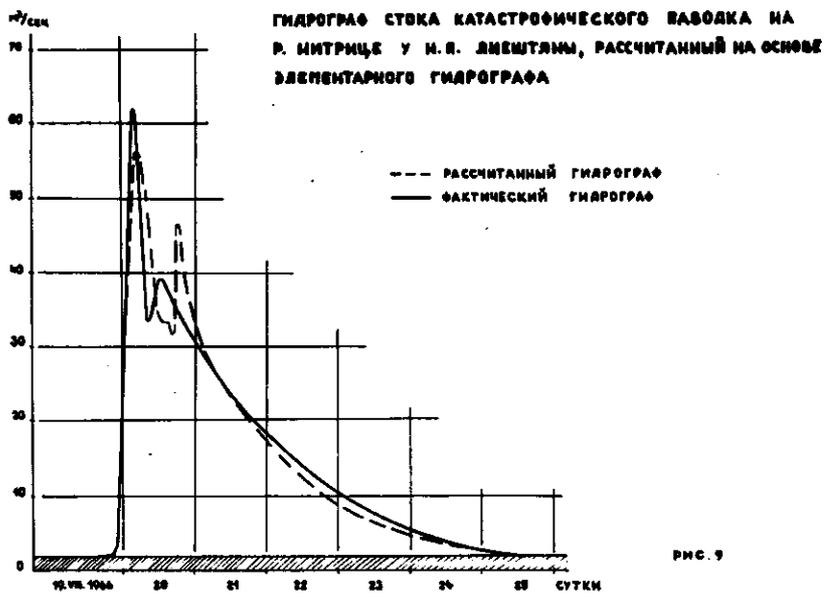


РИС. 9

ZUSAMMENFASSUNG

Im Beitrag sind die bei der Feststellung der Niederschlag-Abfluss Beziehungen erworbenen Erfahrungen angegeben. Es handelt sich um den Nitrica-Fluss. Die Abhängigkeit der Abflusselemente von den massgeblichen Faktoren wurde mittels der mehrfachen Korrelationsmethode und graphischen Koaxial-Methode festgestellt.

Für die Prognose des Regenabflusses wird die Abhängigkeit auf der Abb.2 und die Gleichungen 1 - 3 empfohlen, für die Prognose des Scheitelwertes sind die graphische Darstellung auf der Abb. 3 - 5 und die Gleichungen 4 - 6 zu empfehlen. Auf Grund der in dem Beitrag angegebenen Kriterien wurde die Auswertung vorgeschlagener Methodik durchgeführt. Für die Prognose der Dauer des Anstieges einer Hochwasserwelle wird die graphische Darstellung auf der Abb. 6 empfohlen.

Für die Berechnung der Abflussverteilung während der Hochwasserwelle empfiehlt sich die Anwendung der Unit-Hydrograph Methode. Die Unit-Hydrographs und deren Integrationskurven sind auf den Abb. 7 und 8 dargestellt.

Bezeichnungen

- y - Abfluss /mm/
- Q_x - Scheitelwert der Durchflusswelle /m³/s /
- Q_0 - Durchfluss vor dem Anstieg der Hochwasserwelle /m³/s/
- ΔQ_x - Differenz zwischen dem maximalen Durchfluss und dem Basisdurchfluss /nach waagrechtlicher Separierung m³/s/
- I_z - Niederschlagsindex /mm/
- T - Gesamtdauer der Niederschläge /Stunden/
- T_{ef} - Niederschlagsdauer ohne Unterbrechungen /Stunden/
- $K = \frac{T}{T_{ef}}$
- i_1 - mittlere Niederschlagsintensität $\frac{I_z}{T}$ /mm/Stund./
- i_e - mittlere Niederschlagsintensität $\frac{I_z}{T_{ef}}$ /mm/Stund./
- I - höchste Niederschlagsintensität /mm/Stund./
- I_w - Feuchtigkeitsindex vor dem kritischen Regen
- t_0 - mittlere Lufttemperatur des Zeitabschnittes 30 Tage vor dem kritischen Regen /Grad/
- T_s - Dauer des Anstieges der Hochwasserwelle /Stund./
- α - Ordinate des Unit-Hydrographs

- R - Korrelationskoeffizient /bei mehrfachen Korrelationen/
 σ - mittlere quadratische Abweichung
 δ - zulässiger Fehler der Prognose
 \bar{S} - mittlerer quadratischer Fehler der Kontrollprognosen
 $\frac{W_0}{n}$ - mittlerer Fehler der Kontrollprognosen
 Δ_{max} - Höchstfehler der Kontrollprognosen
 $\frac{\bar{S}}{\sigma}$ - Kriterium der Verwendbarkeit und der Qualität von Prognosen



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

6

БАЛЦО Микулаш, (Братислава)

Способ определения параметров кривых спада и их использование
для прогноза расходов

BALCO Mikuláš, (Bratislava)

Parameterbestimmung der Trockenwetterauslauflinie
und ihre Benützung für Durchflussvorhersagen

BALCO Mikuláš, (Bratislava)

Určenie parametrov výtokovej čiary a jej použitie pre predpovede
prietokov

BALCO Mikuláš, (Bratislava)

Détermination des paramètres de la courbe de tarissement
et application de celle-ci à la prévision des débits

BALCO Mikuláš, (Bratislava)

Parameter Analysis of the Recession Curve and its Use
for the Outflow Forecasting

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ КРИВЫХ СПАДА И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ
ДЛЯ ПРОГНОЗА РАСХОЛОВ

Инж. МИКУЛАШ БАЛЦС, кандидат наук,

Чехословацкая академия наук, Институт гидрологии и гидравлики
Словацкой академии наук, Братислава

Прежде чем предложим новый способ применения кривых спада для прогноза расходов необходимо отметить, что в дальнейшем все данные приведены из решения прогноза расходов, сделанного автором для реки Онлавы - водомерный пост Трепец [3].

При использовании кривых спада для прогноза расходов в наших физико-географических условиях исходилось из типизации водного режима. Типизацией создались группы подобных свойств водного режима периода спада, для которых отводились типовые кривые спада. Их недостатком было то, что немогли уловить диапазон возможного истощения водных запасов бассейна с одной стороны, и с другой стороны характеризование типа кривой спада до настоящего времени используемыми параметрами и то во время появления паводочной волны в годичном периоде, величины кульминационного расхода, объем ветви подъема гидрографа или ее индексов полноты не давали всегда гарантии надежного и однозначного правильного типа [1, 2].

Если принять во внимание тот факт, что работается со средними кривыми отдельных типов, то становится ясным, что прогноз расходов колеблется между ориентировочным и удовлетворительным. Решение прогноза расходов на реке Онлаве показало, что никакой из выше uvedenных параметров для определения типа кривой спада не может быть использован. Документируем это следующим анализом. Для определения типов кривых спада мы проанализировали параметры ветви подъема гидрографа, кульминационный расход Q_k и расход 12 часов после кульминации Q_{12} с намерением характеризовать понижение расходов ненарушенных или мало нарушенных ветвей понижения гидрографа то есть характер периода спада.

Как критерий для оценки приемлемости этих параметров мы избрали величины действительных понижений расхода периода спада в течении 24 и 48 часового интервала.

Как основной критерий избрали величину понижения расходов с Q_{12} на Q_{36} или Q_{60} выраженные в % Q_{12} то есть

$$\Delta Q_{12-36} = \frac{Q_{12} - Q_{36}}{Q_{12}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (1)$$

$$\Delta Q_{12-60} = \frac{Q_{12} - Q_{60}}{Q_{12}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (2)$$

Исследуемые параметры приведены в таблице 1.

В таблице приведены число и процентно тождественных случаев избранных параметров с параметрами периода спада. Из таблицы 1 видно, что никакой из избранных параметров 54 использованных ветвей расхода не характеризует достаточно период спада. Использование относительных понижений ΔQ_{12-36} и ΔQ_{12} принесло значительное улучшение результатов.

Для реки Ондавы в водомерном посту Трепец мы дедуцировали как наиболее выгодную форму уравнения кривой спада

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha t^{0,5}} \quad (3)$$

где Q_t - расход во время t

Q_0 - начальный расход

α - коэффициент истощения

e - основание естественных логарифмов.

Ту самую форму уравнения кривой спада вывели сотрудники ГМИ Братислава для соседней реки Лаборец, водомерный пост Михаловце [4].

Оценка точности прогноза расходов указала, что средняя ошибка прогноза, выраженная в % действительного расхода колеблется около 25 %. Прогноз характеризуем как хороший ориентировочный прогноз. Подробные результаты приведены в работе автора [3].

Чтобы мы внесли в решение однозначность, исходим при выводе параметров Q_0 и α из предположения, что период спада начинается со времени появления кульминационного расхода, или со времени когда происходит уменьшение водных запасов, к понижению расходов паводочной волны. Для каждого паводка и избранной формы уравнения кривой спада мы можем определить параметры кривой спада Q_0 и α из конкретных данных о расходах.

Величину α исчисляем из выражения:

$$\alpha = \frac{\log Q_1 - \log Q_2}{\log e (t_2^{0,5} - t_1^{0,5})} \quad (4)$$

и величину Q_0 из выражения:

$$\log Q_0 = \log Q_1 + \alpha t_1^{0,5} \log e \quad (5)$$

Исчисление величин Q_0 и α согласно уравнениям /4/ и /5/ делает возможным установить заранее прогноз расходов на любой период времени согласно уравнению /3/. Исчислительный способ определения параметров кривой спада Q_0 и α требует таким образом познания только двух расходов периода спада Q_1 и Q_2 . Точность способа зависит от того, как избранные расходы характеризуют период спада, и действительное истощение. Сделаем мы анализ как этими двумя расходами различного периода спада можем характеризовать ход понижения расходов.

Для 54 эмпирических кривых спада мы высчитали прогноз расходов в интервале от 12 до 108 часов. Чтобы мы могли оценить постоянство прогноза по отношению к избранным исчисляемым расходам, избрали мы 2 группы и 7 комбинаций в избранном интервале времени.

Комбинации и оценка прогноза расходов увелены в таблице 2.

Приводим среднюю и максимальную ошибку прогноза, как и среднюю ошибку целового хода испытываемого размера, выраженного в % действительного расхода.

Положительные ошибки прогноза расходов причинены тем, что нарушена тенденция понижения исходных расходов, отрицательные нарушением тенденции периода спада. Наиболее тесный взаимный ход является в рамке набранных расходов или в их близости и постоянство прогноза расходов растет с отдаленностью вычисленных расходов от кульминации. Это познание является важным для практического прогноза, потому что делает возможным выбор группы для предоставленных исходных данных и требуемую заблаговременность прогноза. Для прогноза расходов первого периода спада являются более подходящими группы 1 комбинации, для прогноза низких расходов группы 11. комбинации.

По доступности исходных данных ко дню установления прогноза и по определенной заблаговременности прогноза выберется пара исходных расходов, для которых при помощи уравнений /4/, /5/ и /3/ определятся величины α , Q_0 и величину прогноза расхода Q_t .

Прогноз будет настолько точный, поскольку исходные расходы правильно характеризуют тенденцию понижения расходов и поскольку форма уравнений кривой спада выражена величиной n , характеризует конкретную тенденцию понижения. В никаком способе решения не знаем пока как исключить ошибку, которая вытекает из средне определенной величины экспонента n . Поэтому нельзя ожидать вообще очень точный ответ.

Выгода предложенного способа состоит в том, что делает возможным уточнить прогноз в течении периода спада на основании действительно полученных величин расходов. Невыгодностью является то, что в каждом случае нужно вычислительную схему повторить от основания, что невыгодно при экспоненциальной форме уравнения кривой спада. Поэтому представляем графическо-исчислительный способ определения основных параметров кривой спада, который при использовании так называемого единичного трансформационного графа упрощает установление прогноза расходов периода спада.

Таблица 2.

| Группа | Исходные расходы | Знак ошибки | Ошибка $\left\{ \begin{array}{l} \text{средняя} \\ \text{максимальная} \end{array} \right\}$ | | | | прогноза в % $Q_{ст}$ для | Средняя ошибка общего хода в % $Q_{ст}$ |
|--------|-------------------|-------------|--|----------------|----------------|----------------|---------------------------|--|
| | | | Q_{12} | Q_{36} | Q_{60} | Q_{84} | | |
| I | Q_{12}, Q_{36} | + | 0 | 0 | 5,21 | 9,56 | 17,09 | 13,68 |
| | | - | 0 | 0 | 13,86 14,69 | 50,77 26,81 | 52,16 38,07 | 38,93 23,85 |
| | | | | | 57,22 | 90,38 | 95,00 | 80,86 |
| I | Q_{12}, Q_{60} | + | 0 | 13,03 | 0 | 8,71 | 14,18 | 12,38 |
| | | - | 0 | 134,31 4,50 | 0 | 69,62 12,71 | 35,71 21,37 | 19,88 15,10 |
| | | | | 22,66 | 31,59 | 80,50 | 44,92 | |
| I | Q_{12}, Q_{84} | + | 0 | 19,08 | 11,62 | 0 | 8,82 | 14,39 |
| | | - | 0 | 154,31 4,99 | 52,18 3,07 | 0 | 69,52 9,63 | 90,03 7,36 |
| | | | | 11,23 | 7,89 | 64,58 | 27,90 | |
| I | Q_{12}, Q_{108} | + | 0 | 22,30 | 17,90 | 7,94 | 0 | 21,19 |
| | | - | 0 | 135,17 6,64 | 82,22 5,54 | 35,00 4,19 | 0 | 84,13 3,01 |
| | | | | 14,25 | 13,16 | 11,60 | 13,00 | |
| II | Q_{36}, Q_{108} | + | 11,00 | 0 | 5,14 | 5,06 | 0 | 5,48 |
| | | - | 27,41 23,97 | 0 | 13,97 2,53 | 8,93 2,17 | 0 | 16,77 15,22 |
| | | | 74,07 | 7,31 | 10,21 | | 30,53 | |
| II | Q_{60}, Q_{108} | + | 16,87 | 3,93 | 0 | 1,57 | 0 | 5,72 |
| | | - | 44,45 30,89 | 13,45 7,55 | 0 | 5,24 1,41 | 0 | 21,04 15,29 |
| | | | 79,19 | 18,20 | 6,91 | | 34,77 | |
| 7 | Q_{84}, Q_{108} | + | 29,04 | 7,92 | 3,15 | 0 | 0 | 9,88 |
| | | - | 100,10 30,69 | 50,25 12,00 | 16,83 4,53 | | | 55,73 17,85 |
| | | | 81,77 | 26,50 | 12,58 | | 40,28 | |

Численные индексы означают время расхода по кульминации в час.

Графическо-исчислительный способ разделяем на :

- а/ определение графической зависимости для коэффициента истощения α .
- б/ определение графической зависимости для начального расхода Q_0 .
- в/ определение трансформационного графа уравнения $Q_t = Q_0 e^{-\alpha t 0,5}$

Этот способ является практически графическим изображением вычислительного способа.

а/ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ КОЭФФИЦИЕНТА ИСТОЩЕНИЯ α .

Как параметр для определения коэффициента истощения α мы избрали величину понижения расходов ветвей спада за постоянную единицу времени или за промежуток времени выраженный в % первого исходного расхода. Причиной для избрания этого параметра было предположение, что величина понижения расходов находится всегда в том же времени понижения и при постоянной единице времени и выражена в % исходного расхода, при условии неизменности коэффициента истощения α во время целового спада, должна быть в тесной зависимости с коэффициентом истощения. Многие оценки нам это предположение подтвердили. Между коэффициентом истощения α и величиной понижения расходов выраженной в % первого исходного расхода действительно зависимость в форме:

$$\alpha = f \left[\frac{Q_t - Q_{t+\Delta t}}{Q_t} \cdot 100 \right] \quad (6)$$

где Q_t - расход во время t

$Q_{t+\Delta t}$ - расход во время $t + \Delta t$

Зависимость нелинейная и действительна всегда только для избранной группы исходных расходов.

Для практического прогноза мы построили графическо-вычислительным способом зависимость как функцию понижения ΔQ_{12-36} , ΔQ_{12-60} , ΔQ_{12-84} , ΔQ_{12-108} , и ΔQ_{60-108} . В виду значительного объема вычислительного и графического материала приводим только зависимость /7/, которая изображена на рисунке 1.

$$\alpha = f \left[\frac{Q_{12-36}}{Q_{12}} \cdot 100 \right] \quad (7)$$

6/ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ НАЧАЛЬНОГО РАСХОДА

Определение начального расхода Q_0 мы делали в зависимости от величины понижения расходов ветвей спада за постоянную единицу времени периода спада выраженную в м³/с. Причиной для избрания этого параметра было предположение, что величина понижения расходов, если всегда была принята во внимание в одинаковом времени понижения, должна отражать величину начального расхода Q_0 , или

$$Q_0 = f[Q_t - Q_{t+\Delta t}] \quad (8)$$

Конкретное решение зависимости /12/ для избранных комбинаций избранных расходов показало, что зависимость является относительно тесной, но все-таки не функциональной. Поэтому мы ввели для решения дальнейшую независимо переменную величину исходного расхода Q_t или мы решили зависимость формы

$$Q_0 = f(Q_t - Q_{t+\Delta t}, Q_t) \quad (9)$$

Величина начального расхода Q_0 дана уравнением /5/.

Величина Q_t аналогична с величиной лог. Q_1 в уравнении /5/ и определяется отдаленность вычислительного интервала от начала истощения.

Величина $Q_t - Q_{t+\Delta t}$ является аналогичной с выражением $\alpha \cdot t^{95 \cdot \log e}$ и выражает величину понижения начального расхода по первой исходной расход. Решение в этом выражении переходит на функциональную зависимость.

Для построения графика зависимости /9/ мы вышли из системы избранных расходов, которая обеспечивает для избранного интервала времени и для целой величины первого исходного расхода Q_t и целую величину градиентов понижения расходов $(Q_t - Q_{t+\Delta t})$

Система избранных точек делается так, чтобы охватить целый диапазон изменений независимо переменных величин.

Для прогноза расходов в согласии с зависимостями для определения коэффициентов истощения α мы построили графическо-вычислительным способом зависимости для определения Q_0 и то Q_0 как функцию $(\Delta Q_{12-36}, Q_{12}), (\Delta Q_{12-60}, Q_{12}), (\Delta Q_{12-84}, Q_{12}), (\Delta Q_{12-108}, Q_{12}), (\Delta Q_{60-108}, Q_{60})$

Предложенные зависимости являются достаточными для определения и уточнения величин коэффициента истощения и начального расхода Q_0 в течении периода спада

$$Q_0 = f(Q_{12-36}, Q_{12}) \quad (10)$$

Для иллюстрации приводим только зависимость /10/, которая изображена на рисунке 2.

в/ ТРАНСФОРМАЦИОННЫЙ ГРАФИК УРАВНЕНИЙ КРИВОЙ СПАДА.

Трансформационный график является в сущности комплексом кривых спада с единичной ординатой начального расхода Q_0 - в нашем случае $Q_0 = 100\%$ - для нужного объема коэффициентов истощения α . Величина расхода, на которую понизится начальный расход Q_0 в течении времени t в час. выражена процентом единицы

/рис. 3/. График делает возможным непосредственное чтение величины понижения расходов для данного коэффициента истощения α и время t в % начального расхода Q_0 .

Практически это значит, что умножение начального расхода Q_0 этим процентом для данного времени дает прямо прогноз расхода.

В заключение поровняем результаты прогноза расходов полученные предложенным и точным аналитическим способом. Для оценки прогноза расходов мы использовали зависимость для 24 часового интервала времени: $Q_{12} - Q_{36}$ и 48 часового интервала времени: $Q_{12} - Q_{60}$. Приведем только средние ошибки расходов /таблица 3 /.

Таблица 3.

| № | Способ исчисления | Исходные расходы | Средняя ошибка прогноза расходов в % $Q_{ис}$ для времени t в час. | | |
|---|---------------------------|------------------|--|-------|-------|
| | | | 60 | 84 | 108 |
| 1 | Графическо-вычислительный | Q_{12}, Q_{36} | 11,37 | 22,33 | 30,93 |
| 2 | "- | Q_{12}, Q_{60} | | 13,07 | 19,45 |
| 3 | Аналитический | Q_{12}, Q_{36} | 12,37 | 34,16 | 31,97 |
| 4 | "- | Q_{12}, Q_{36} | | 11,62 | 19,28 |

Сравнение графическо-вычислительного способа с аналитическим показывает, что результаты полученные предложенным способом для интервала времени 12-36 часов являются во всех показателях несколько лучшими; для интервала времени 12-60 часов несколько худшими. Разницу в ошибках можно приписать насчет неточности исходящей из недостаточно большой конструкции графиков и тем совсем точной интерполяции определяемых величин Q_0 и $\%Q_0$.

Закключение:

1/ Предложенный метод прогноза расходов периода спада аналитическим или графическо-вычислительным способом дает лучшие результаты чем метод прогноза расходов опирающихся на типовые кривые спада.

2/ С ростом отдаленности вычислительных интервалов от кульминации повышается надежность и достоверность прогноза расходов периода спада.

3/ Графическо-вычислительный способ в результате функционального выражения зависимости /7/ и /10/ находится на том же уровне как и аналитический способ.

4/ Способы предложенные в статье делают возможным в течении периода уточнять прогноз расходов.

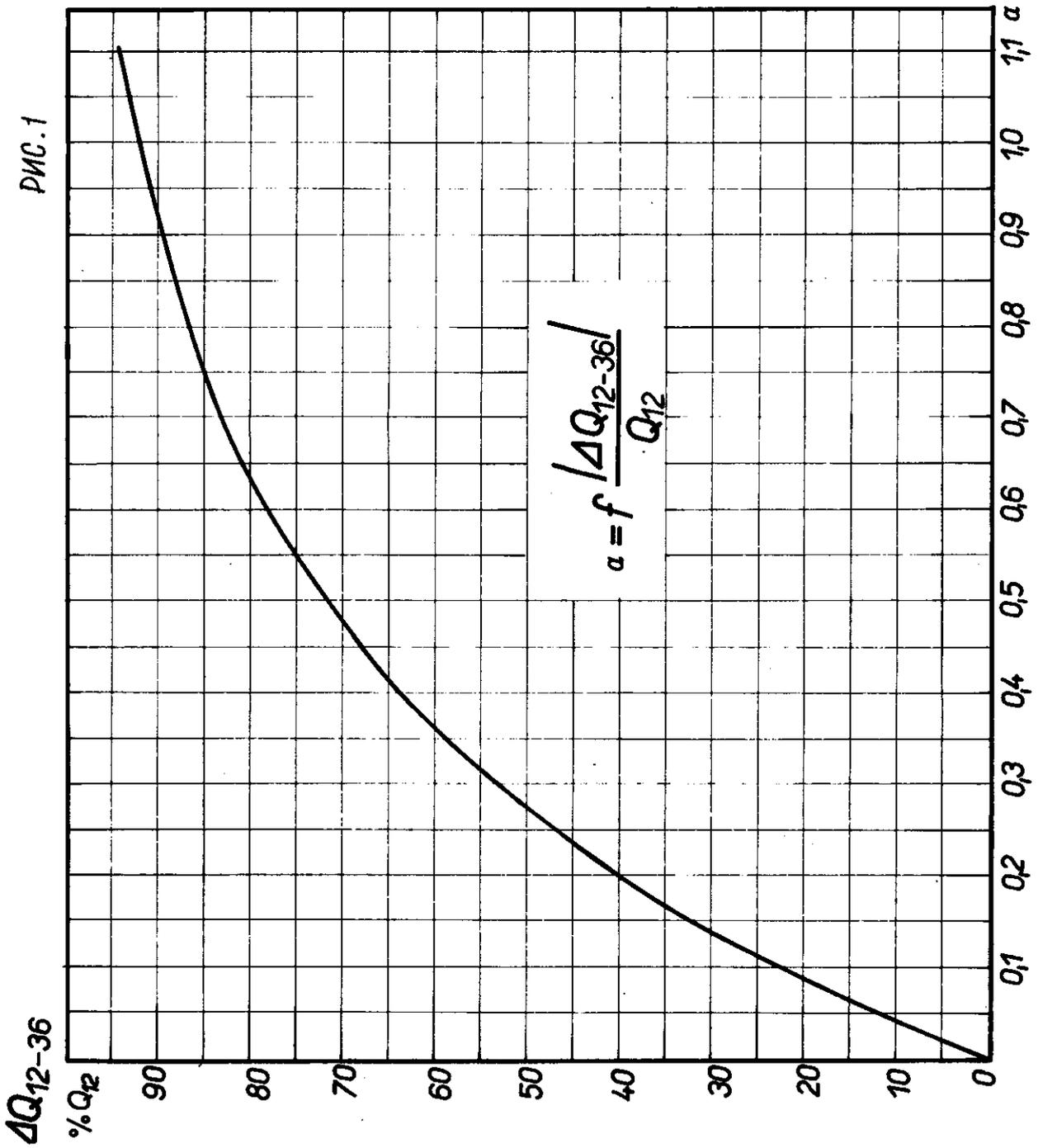
5/ Графическо-вычислительный способ особо выгоден для практического использования, потому что ускоряет выдачу прогноза и тем дает больше времени сотруднику, который дает прогноз, для оценки основного материала и оценки осадочно-сточной ситуации.

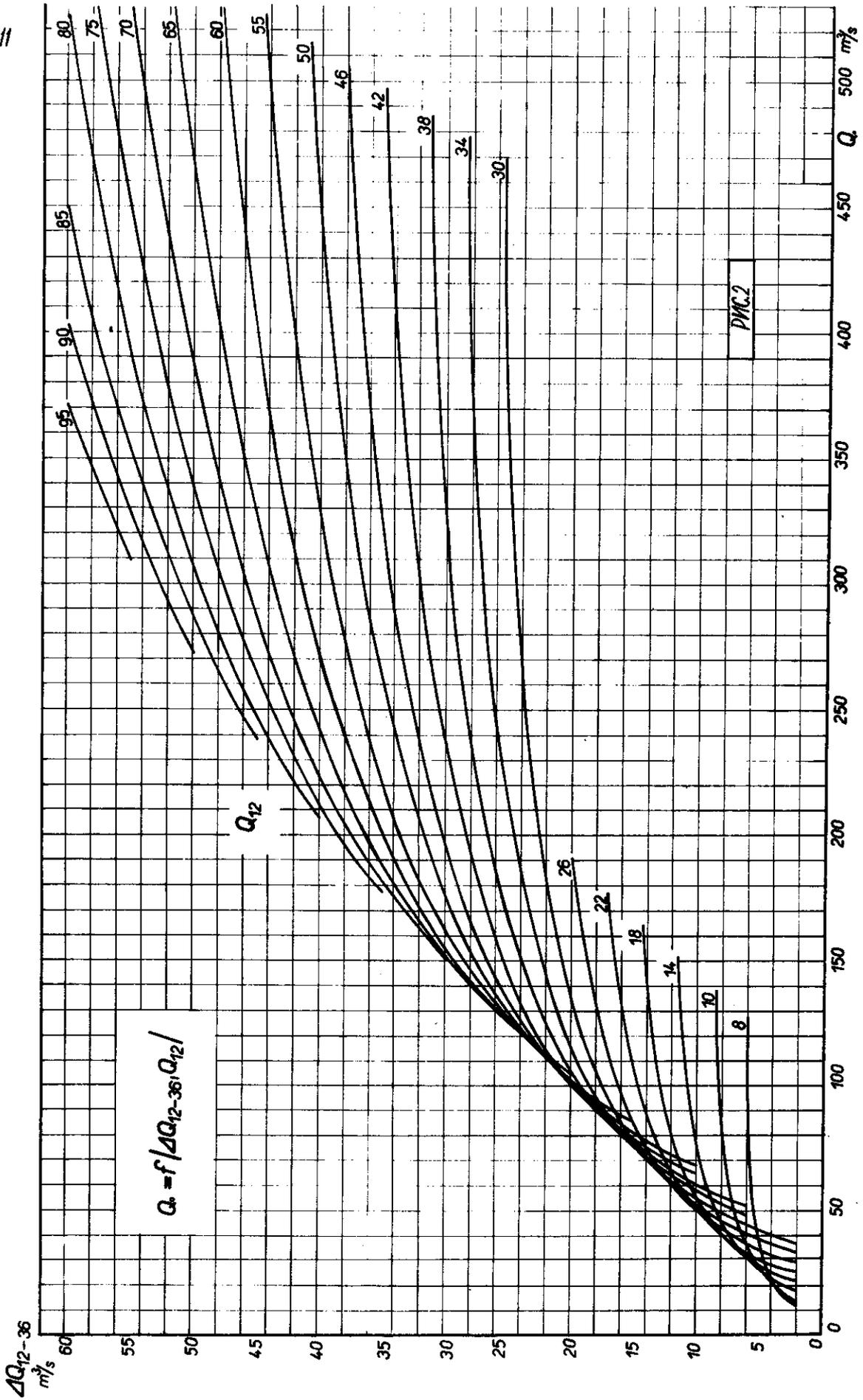
6/ Предложенный графическо-вычислительный способ является приемлемым для исключения нарушения паводка дождевыми осадками периода спада и для разделения сложной волны на простые.

7/ Выведенные графические зависимости имеют общий характер и их можно использовать и для других рек, порядкового олинковой площади как Ондава до Трепча, при условии, что форма уравнения кривой спада, величины Q_c и коэффициенты истощения α колеблются в подобном объеме как у изучаемого бассейна.

Л и т е р а т у р а

- [1.] Balco M. Použitie výtokových čiar pre predpoveď prietokov na Dunaji, Vodohospodárske laboratórium SAV, Bratislava, 1958.
- [2.] Genetické štúdium procesu odtoku z malého povodia, Ústav hydrológie a hydrauliky SAV, Bratislava, 1963.
- [3.] Balco M. Metodika predpovede prietokov neovplyvneného vodného režimu, Ústav hydrológie a hydrauliky SAV, Bratislava, 1960.
- [4.] Kasa J. Predpovedanie prietokov podľa výtokových čiar pre Laborec v Michalovciach, Hydrometeorologický ústav - pobočka Bratislava, Košice, 1964.
- [5.] Линслей Р.К., Колер М.А., Паулус Д.Л.Х. Прикладная гидрология, Гидрометеорологическое издательство, Ленинград, 1962.





$\%Q_{100}$

6.12

A

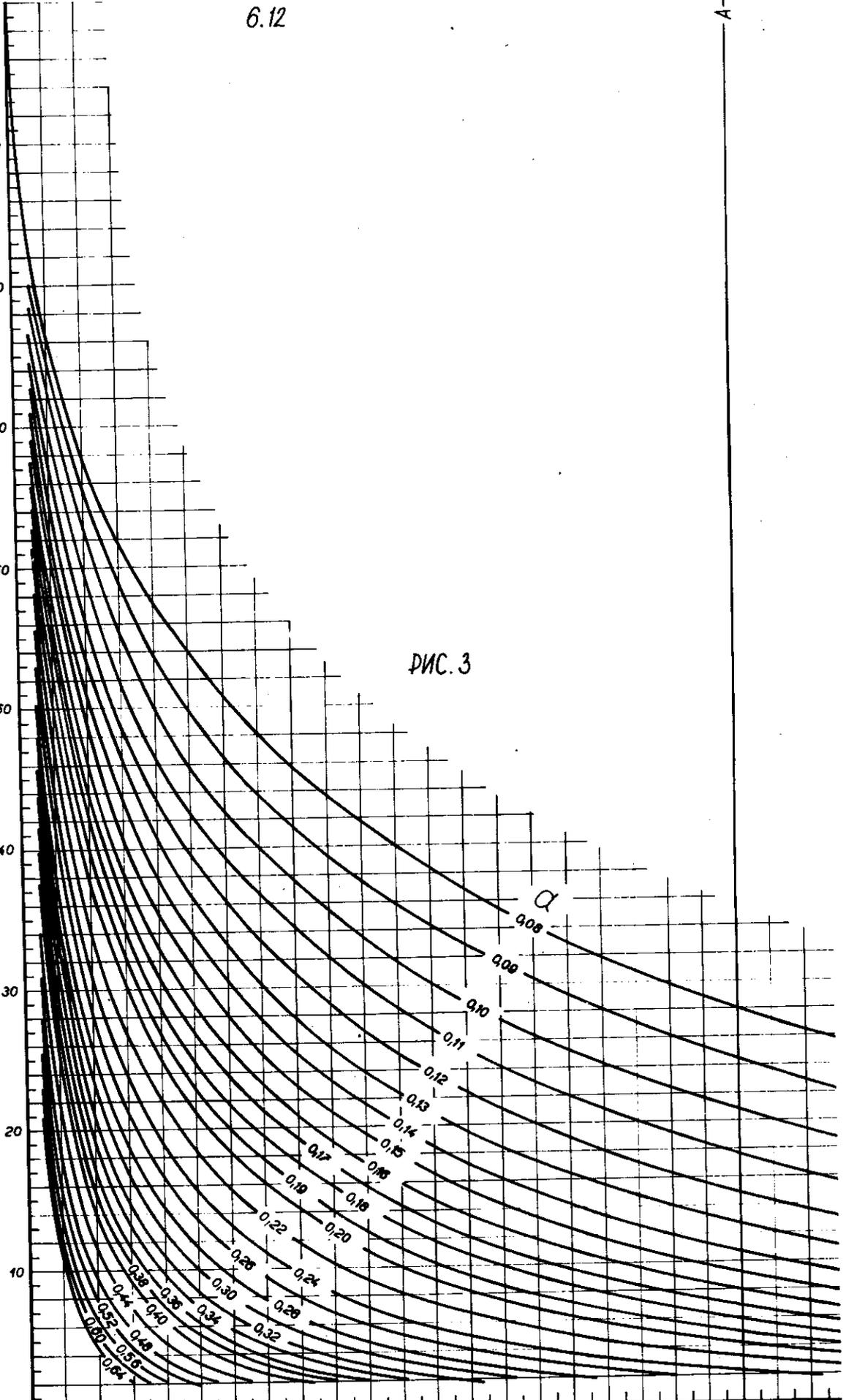
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0

0 12 24 36 48 60 72 84 96 108 120 132 144 156 168 180 192 204 216 228 240 252 264 276 2

ПИС. 3

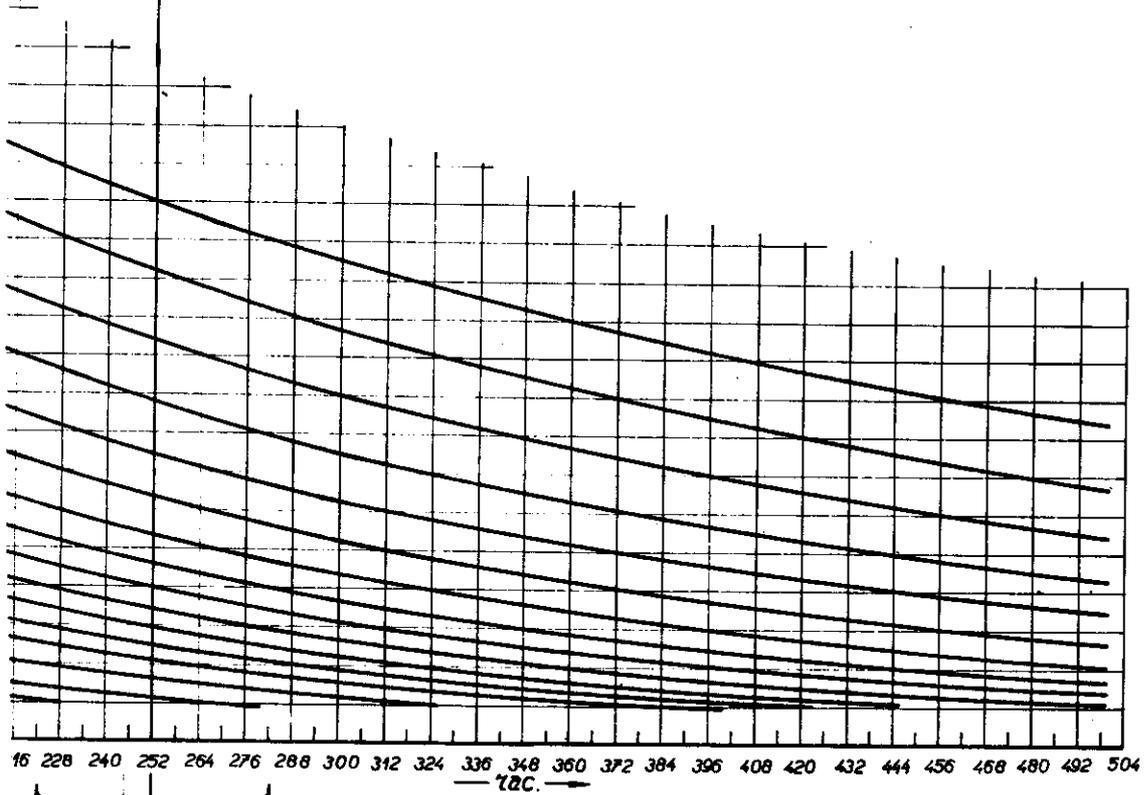
α

0.08
0.09
0.10
0.11
0.12
0.13
0.14
0.15
0.16
0.17
0.18
0.19
0.20
0.22
0.24
0.26
0.28
0.30
0.32
0.34
0.36
0.38
0.40
0.42
0.44
0.46
0.48
0.50
0.52
0.54



6.13

DHC.3



А Н Н О Т А Ц И Я

Автор предлагает новый способ выражения параметров уравнения кривой истощения начального расхода Q_0 и коэффициента истощения α как функции расходов периода спада. Для практического использования представляется метод прогноза расходов в графическом выражении при помощи трансформационного графика кривой спада. Схема прогноза является простой и достаточно точной. Применение методики производится для реки Ондава в водомерном посту Трепец.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Der Verfasser legt eine neue Methode zur Bestimmung von Parametern der Trockenwetterauslauflinie und zwar des Anfangsabflusses Q_0 und des sog. Erschöpfungskoeffizientes α , vor. Diese Parameter drückte er als eine Funktion des Durchflusses der Auslaufperiode aus:

und

$$Q_0 = f(Q_t - Q_{t+\Delta t}, Q_t)$$

$$\alpha = f\left[\frac{Q_t - Q_{t+\Delta t}}{Q_t} \cdot 100\right]$$

Diese Beziehungen werden auf graphischem Wege gelöst. Die Bestimmung dieser Parameter für eine gegebene Form der Gleichung der Trockenwetterauslauflinie ist für die Vorhersage der Durchflüsse in der Auslaufperiode nötig. Für den praktischen Gebrauch bearbeitet der Verfasser die Methodik der Durchflussvorhersage in einer graphischen Form /Abb. 1, Abb. 2, Abb. 3/, welche die Durchflussvorhersage wesentlich vereinfacht. Das Schema der Vorhersage ist einfach und genügend genau. Laut der vorgelegten Methode wurde eine Durchflussvorhersage für den Fluss Ondava im Pegelprofil Trepec ausgearbeitet. Die Methode ist auch für andere Wasserläufe, ordnungsgemäss der gleichen Fläche, anwendbar.

Abb. 1 Graphische Darstellung der Beziehung

$$\alpha = f\left[\frac{Q_t - Q_{t+\Delta t}}{Q_t} \cdot 100\right]$$

Abb. 2 Graphische Darstellung der Beziehung

$$Q_0 = f(Q_t - Q_{t+\Delta t}, Q_t)$$

Abb. 3 Graphik zur Transformation der Trockenwetterauslauflinie.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

7

КРЫЖАНОВСКАЯ А. В., ПАВЛЕНКО Г. В., (Киев)
Методика краткосрочных прогнозов и расчетов трансформации
паводочных волн горных участков рек Латорицы и Ужа

KRISHANOWSKA A. B., PAWLENKO G. W., (Kiew)
Methodik der kurzfristigen Vorhersage und Berechnung
der Hochwasserwellentransformation in den Bergstrecken
der Flüsse Latoritz und Ush

KRYŽANOVSKAJA A. B., PAVLENKO G. V., (Kijev)
Metodika krátkodobých predpovedí a výpočet transformácie povodňovej
vlny v horských úsekoch Latorice a Uhu

KRYSHANOVSKA A. B., PAVLENKO G. V., (Kiev)
Méthode des prévisions à brève échéance et calcul de la transformation
d'un flot de crue dans les tronçons de montagne
des rivières Latorica et Uh

KRYSHANOWSKA A. B., PAWLENKO G. V., (Kiew)
Method of the Short-term Forecasting and Flood Wave Routing
in the Mountaineous Reaches of the Latorica and Uh Rivers

МЕТОДИКА КРАТКОСРОЧНЫХ ПРОГНОЗОВ И РАСЧЕТОВ ТРАНСФОРМАЦИИ
ПАВОЛОЧНЫХ ВОЛН ГОРНЫХ УЧАСТКОВ РЕК ЛАТОРИЦЫ И УЖА

кандидат технических наук А.Б. КРЫЖАНОВСКАЯ,
кандидат географических наук Г.В. ПАВЛЕНКО

Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт
Киев.

Режим рек Закарпатской области Украинской ССР чрезвычайно сложен. Паводки здесь могут достигать катастрофических размеров в любое время года. В летне-осенний период они формируются дождями, а зимой и весной - талыми и дождевыми водами.

Для защиты от затопления прилегающих территорий, русла рек Латорица и Ужа ограждаются дамбами по плану, согласованному между СССР и ЧССР, по территории которых протекают эти реки. Советско-Чехословацкой гидротехнической конвенцией предусмотрено проведение ряда гидрологических исследований, в том числе разработка методики прогнозов паводков на Латорице и Уже. Результаты одного из разделов этой работы являются содержанием настоящего доклада.

Реки Латорица и Уж принадлежат к бассейну Тиссы. В верховьях они пересекают ряд горных хребтов и имеют все четыре горных рек. Латорица, выходя ниже Мукачева на Закарпатскую низменность, приобретает равнинный характер. В табл. I приведены основные физико-географические характеристики исследуемых участков рек и их бассейнов.

На горных участках рек Латорица и Ужа паводочные волны движутся с большой скоростью - до 2 - 3, а иногда и до 5 м/сек. Интенсивность нарастания расходов за один час достигает 400 м³/сек. На Латорице ниже Мукачева, где русло разветвляется, а берега и пойма заросли кустарником, скорость перемещения паводков снижается до 0,5 м/сек.

Таблица I

| Река | Участок | Характер участка | Длина км | Площадь бассейна км ² |
|----------|------------------|------------------|----------|----------------------------------|
| Латорица | исток - Мукачево | горный | 98 | 1360 |
| Латорица | Мукачеге - Чоп | равнинный | 53 | 1510 |
| Уж | исток - Ужгород | горный | 100 | 1970 |

Методика прогноза паводочных расходов на реках Латорице и Уже основана на определении притока дождевых или талых вод к верхним створам рек и расчете трансформации паводочных волн при прохождении их к нижним створам.

Приток воды в реку может определяться по данным наблюдений за осадками [2] или за стоком воды в вышерасположенных створах [3, 8]. Расчет по данным об

осадках обеспечивает увеличение заблаговременности прогнозов. Так, продолжительность периода между окончанием наиболее интенсивной части дождя и наступлением максимального расхода воды у Мукачева составляет около 10 часов. Время же руслового добега между створами - верхним у с. Подполовья и у Мукачева - в среднем составляет 6 часов. Следовательно при использовании данных о стоке у Подполовья заблаговременность прогноза уменьшается, по сравнению с заблаговременностью прогноза по осадкам, в среднем на 4 часа.

Однако, определение стокообразующих осадков и их потерь существенно осложняет исследование. Кроме того, отсутствие данных наблюдений за осадками в верхних, горных частях бассейнов значительно снижает точность таких расчетов.

Выше расчетных створов на рассматриваемых реках нет бесприточных участков достаточной длины, обеспечивающих заблаговременность прогнозов.

Поэтому определение притока воды к расчетному створу проводилось на приточном участке по сумме расходов воды у верхнего створа на основной реке и на притоке. Верхний створ на р. Уж принят у с. Заречева на 27 км выше Ужгорода, а на р. Латорице - у с. Подполовья / выше Мукачева на 58 км./.

Боковой приток на участке р. Ужа можно характеризовать данными о стоке воды р. Турьи у Симера, площадь бассейна, который охватывает почти 70 % промежуточной части водосбора. Значительно сложнее учесть боковой приток р. Латорицы. На участке Подполовье - Мукачево имеются измерения стока воды только по притоку Пиния у с. Поляны, водосбор которой составляет 12 % промежуточной площади. При этом р. Пинию нельзя рассматривать как полноценный бассейн - индикатор для стока со всей промежуточной площади, так как при формировании дождевых паводков в данном районе существенное влияние оказывает неравномерность выпадения осадков, а следовательно и водоотдачи.

Для учета неравномерности стока на промежуточной площади бассейна р. Латорицы вычислен коэффициент неравномерности распределения осадков K_H . Последний принят равным отношению среднего слоя осадков X_B , выпавших на площади формирования бокового притока / без учета бассейна - индикатора / - F_B к среднему слою осадков X_U на бассейне - индикаторе F_U . Поправочный коэффициент неравномерности распределения осадков K_Q равен произведению K_H с учетом отношения площадей F_B и F_U и может быть выражен следующим соотношением:

$$K_Q = \frac{X_B}{X_U} \cdot \frac{F_B}{F_U} = K_H \cdot K_F \quad (11)$$

Таким образом расход бокового притока Q_B в любой момент времени выражается формулой:

$$Q_B = K_Q \cdot Q_U \quad (12)$$

где Q_U - расход притока в данный момент времени.

Для определения K_Q необходимо иметь сведения об осадках за такие же интервалы времени, за какие рассчитывается сток. В данном случае, учитывая большие скорости добега, необходимы часовые интервалы. При отсутствии сведе-

ний об осадках за такие периоды, приходится при определении бокового притока ограничиваться коэффициентом отношения площадей (K_F) и следовательно допускать равномерное распределение осадков по всей территории. Такое допущение безусловно снижает точность прогнозов.

При условии, что изменение бокового притока на участке происходит синхронно изменению расходов в вышележащем /входном/ створе (Q_{bx}), к величине последних прибавляются рассчитанные описанным выше способом значения боковой приточности (Q_b). Получаемые суммарные расходы воды представляют собой величину водоотдачи (Q_b) на данном участке:

$$Q_b = Q_{bx} + Q_b \quad /3/$$

Для паводков, формирующихся в бассейне от снеготаяния, неравномерность водоотдачи по территории пренебрегать нельзя. Но в связи с невозможностью определить для площади, формирующей боковой приток, значение слоя стаявания за короткий /один час/ интервал времени, учет влияния неравномерности таяния на различных высотных зонах произведен условно. Сделано допущение, что условия формирования снеготаяния и талого стока аналогичны на всей площади, примерно, с одинаковым рельефом, орографией и облесенностью. Тогда весь водосбор можно разделить на две части, для одной из которых водоотдача определяется по стоку верхнего створа основной реки, а для другой - по притоку с учетом коэффициента отношения площадей.

Так, например, расходы воды от снеготаяния, необходимые для расчета трансформации снеговых или снежодождевых паводков на участке от Подполозья до Мукачева, могут определяться по формуле:

$$Q_b = 3Q_{nog} + 2Q_{нол} \quad /4/$$

где Q_{nog} и $Q_{нол}$ - расходы воды соответственно р. Латорицы у Подполозья и р. Пинни у Поляны.

При сопоставлении гидрографов рассчитанных таким приемом и наблюдаемых паводков /17 случаев за 1948 - 1963 г.г./ в большинстве случаев обнаруживается хорошая сходимость.

Расчет бокового притока на равнинном участке Латорицы от Мукачева до Чопа произведен также с использованием данных о стоке только одного притока /р.Стары у с.Зняцева/ и с учетом неравномерности выпадения осадков по уравнениям /1 и 2/. Средний слой осадков в бассейне-индикаторе определялся за интервал времени $\Delta t = 6$ часам. Коэффициент K_F для равнинной части бассейна Латорицы равен 6,8.

При формировании снего-дождевых паводков для определения коэффициента неравномерности водоотдачи по равнинной части бассейна необходимо иметь значения водоотдачи от таяния снега за расчетный интервал времени $\Delta t = 6$ час. Определение слоя стаявания производится по графику связи убыли снеготаяния с сум-

мой положительных температур воздуха за оттепель, причем температура суммировалась за четыре срока наблюдения /1,7,13 и 19 часов/. Для построения этого графика использованы, в основном, случаи с адвективным типом таяния. На графике /рис. 1/ проведены три линии связи, соответствующие данным наблюдений за разные месяцы зимне-весеннего периода /январь, февраль, март/, которые отражают увеличение влияния солнечной радиации на снеготаяние по мере перехода от зимы к весне.

Рассчитанные по этому графику значения слоя талой воды X_T условно принимаются равными водоотдаче, если на малой реке, служащей индикатором, начался подъем уровня воды. Далее значения X_T суммируются с жидкими осадками X_G за тот же интервал времени. Отношение суммы X_T и X_G , подбитанных для площади бокового притока /без бассейна-аналога/, к аналогичным суммам, относящимся к площади бассейна-аналога, принято в качестве показателя неравномерности водоотдачи при паводке смешанного происхождения:

$$K_H = \frac{(X_T + X_G) \delta}{(X_T + X_G) \mu} \quad /5/$$

Далее по формуле /2/ подсчитываются значения бокового притока на участке Мукачево-Чоп, которые затем суммируются с рассчитанными расходами воды у Мукачева, в результате чего получаем величину водоотдачи Q_B для этого участка.

Детальный метод расчета трансформации паводочных волн весьма сложен. Поэтому существует ряд предложений упрощенных расчетов. В настоящей работе использован приближенный метод расчета неустановившегося движения воды в открытых руслах, разработанный в Центральном институте прогнозов в 1957 - 1958 г.г. Г.П. Калининым и П.И. Милжковым [4]. Метод основан на допущении, что на характерном участке реки при неустановившемся движении воды связь между расходами воды в замыкающем створе участка ($Q_{облх}$) и объемами воды на участке (W) близка к однозначной.

Для большего числа характерных участков расчеты можно вести по кривым добегания, причем, если время добегания на участках изменяется не значительно, то можно использовать стандартные кривые добегания.

Метод Г.П. Калинина и П.И. Милжкова в настоящее время широко применяется в исследованиях и практике прогнозов [1,7 и др.] Расчеты существенно облегчаются при применении электронных моделирующих устройств. Принцип действия моделирующей машины, разработанной в Центральном институте прогнозов /4,5/, основан на аналогии между процессами трансформации паводочной волны и изменения напряжения на выходе электрического звена.

Основными параметрами, необходимыми для расчетов на машине, являются величины, зависящие от времени добегания τ и расчетного интервала времени Δt . Величина τ наиболее обоснованно определяется по кривым русловых объемов /3/:

$$\tau = \frac{\Delta W}{\Delta Q} \quad /6/$$

Однако в условиях горных рек определение типовой кривой объемов весьма затруднительно. Поэтому использован более простой прием. Время добегаания определялось сначала приблизительно по соответственным расходам воды у верхнего и расчетного створов. Затем рассчитывался гидрограф трансформированного паводка по этому τ . На основании сопоставления рассчитанного и фактически наблюдаемого гидрографов уточнялось время добегаания.

На участке Подполозье - Мукачэво почти для всех паводков наилучшее соответствие рассчитанных и фактических гидрографов получено при $\tau = 6$ часам. Исключение составляет наивысший паводок, который проходил в декабре 1957 г., для него τ близко к 4 часам. Аналогично определено время добегаания для расчетов гидрографов Латорицы у Чопа и Ужа у Ужгорода.

Количество характерных участков (n) также сначала определялось приблизительно по морфометрическим данным, а затем уточнялось подбором по сопоставлению рассчитанных и наблюдаемых гидрографов. Расчетный интервал времени Δt определяется временем добегаания между створами, но часто его приходится увеличивать из-за отсутствия ежечасных наблюдений за стоком или осадками. Вычисленные параметры кривых добегаания приведены в табл. 2.

Таблица 2

| Река | участок | τ | n | Δt |
|----------|-------------|----------|-----|------------|
| Латорица | до Мукачэва | 6 час. | 6 | 1 |
| Латорица | до Чопа | 2,5 сут. | 3 | 6 |
| Уж | до Ужгорода | 6 час. | 6 | 1 |

Рассчитанные по такой схеме 20 паводков, наблюдавшихся в 1956 - 1963 г.г. на Латорице /рис. 2/ и 12 паводков на реке Уже /рис.3/ в общем не плохо совпадают с наблюдаемыми гидрографами. Однако анализ полученных ошибок рассчитанных расходов Латорицы у Чопа показал, что расходы получаются завышенными, когда основная часть паводочного стока, приходящего к Чопу, формируется на верхнем /горном/ участке реки. В тех же случаях, когда водоотдача формируется на обоих участках реки /горном и равнинном/ сравнительно равномерно или даже с некоторым преобладанием доли бокового притока на равнинном участке, рассчитанные расходы занижены.

Такое явление можно объяснить тем, что при повышенном боковом притоке пониженные части поверхности поймы в значительной части затоплены, и потери вод, приходящих с верховьев на поверхностное задержание, уменьшаются, а рассчитанные расходы получаются завышенными. Наоборот - при малом боковом притоке низменные, заболоченные участки поймы на равнинной части бассейна осушены и их поглотительная способность очень велика, а расходы у Чопа ниже, чем их можно было ожидать по расчету без учета затопления поймы.

Чтобы учесть степень заполнения русловой сети в начале паводка, в расчет трансформации нужно вводить значения водоотдачи за некоторый, предвест-

вущий моменту начала паводка, отрезок времени T . Величина этого периода не должна быть меньше того интервала времени, которому соответствует полученная кривая руслового добега.

Для возможности объективного суждения о точности рассмотренного способа расчета трансформации паводков, погрешности проверочных расчетов сопоставлены с допустимыми ошибками. Последние вычислены в соответствии с рекомендациями, существующими в СССР, согласно которым допустимая погрешность 1δ равна вероятной ошибке, определяемой по следующей формуле: $\delta = 0,674 \sigma$ где σ - среднее квадратичное изменение расхода за период заблаговременности прогноза.

Сравнение ошибок расчета паводков с допустимыми погрешностями, приведенное в табл. 3 показывает, что разработанная методика разрешает составление прогнозов паводочных расходов с достаточной точностью, но при этом следует иметь в виду малую заблаговременность прогнозов для горных участков рек Латорицы и Ужа, для которых она исчисляется в 4 - 6 часов. Схема разрешает составление прогноза расходов воды Латорицы у Чопа с заблаговременностью 2,5 суток, но в случае выпадения осадков после составления прогноза, необходимо составить его уточнение.

Таблица 3

| Река | Пункт | Макс. расход м ³ /сек | Допуст. ошибка м ³ /сек | Число расчетов | Ошибка расчета м ³ /сек | |
|----------|----------|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------|---------------------------------------|---------|
| | | | | | сред. | максим. |
| Латорица | Мукачезо | 200 | 100 | 850 | 39 | 660 |
| Латорица | Чоп | 100 | 48,5 | 694 | 24 | 107 |
| Уж | Ужгород | больше 500 | 251 | 282 | 95 | 530 |
| Уж | Ужгород | меньше 500 | 68,5 | 136 | 28 | 85 |

Следует отметить, что заблаговременность прогнозов паводочных расходов воды рек Латорицы и Ужа у створов, расположенных на территории Чехословацкой Социалистической Республики, увеличится или время пробега на промежуточных участках. Так, прогнозы расходов Ужа вблизи устья можно составлять по предложенной схеме с заблаговременностью около 12 часов.

Увеличение заблаговременности паводочных расходов в рассматриваемых створах возможно на основе использования количественных прогнозов осадков, что в настоящее время не может быть применено в практической деятельности из-за недостаточной детализации и оправдываемости прогнозов погоды.

Л И Т Е Р А Т У Р А

- [1.] Зидиков А.П. Прогноз уровней и расходов воды р. Волги ниже Волжской ГЭС им. XII съезда КПСС. Тр. ЦИП, вып. 133, 1964.
- [2.] Каганер М.С. К вопросу о расчете и прогнозе дождевых паводков в Закарпатье. Тр. Укр НИГМИ, вып. 6, 1956.
- [3.] Калинин Г.П. Основные методы краткосрочных прогнозов водного режима. Тр. ЦИП, вып. 28, 1952.

- [4.] Калинин Г.П., Милюков П.И. Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Тр. ЦИИ, вып. 66, 1958.
- [5.] Калинин Г.П., Милюков П.И., Нечаева Н.С. Простая электронно-моделирующая установка для прогноза паводка. Метеорология и гидрология, № 8, 1960.
- [6.] Калинин Г.П., Левин А.Г. Использование электронной моделирующей машины для прогноза дождевых паводков. Метеорология и гидрология, № 12, 1960.
- [7.] Левин А.Г. Прогноз гидрографов дождевых паводков с помощью электронного моделирования. Тр. ЦИИ, вып. 133, 1964.
- [8.] Сапожников В.И. Прогнозы стока рек в бассейне Волги по русловым запасам воды и притоку в речную сеть. Гидрометеоздат. 1960.

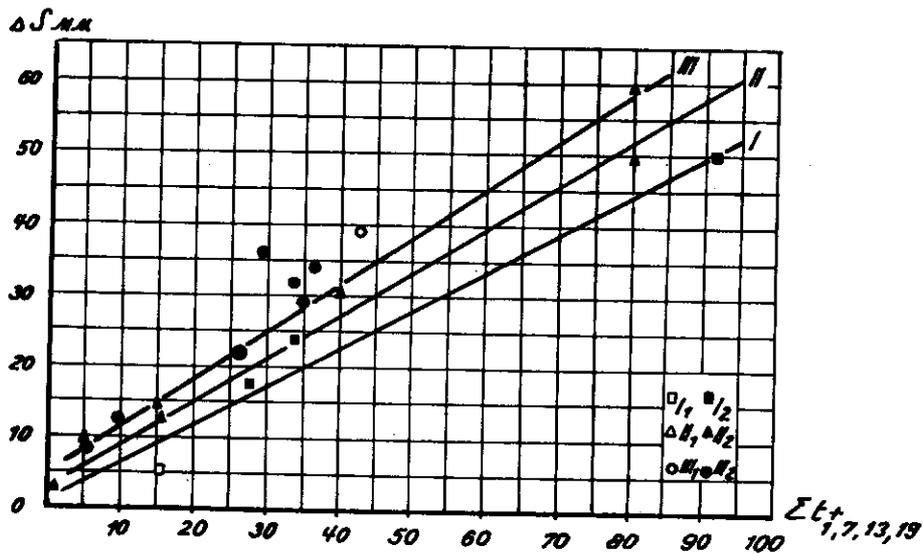


Рис. 1

Зависимость величин стаивания снега (ΔS) за оттепель от суммы положительных температур воздуха, измеренных в четыре срока (Σt) для равнинной части бассейна Латорицы до Чопа: I - в январе; II - в феврале; III - в марте.

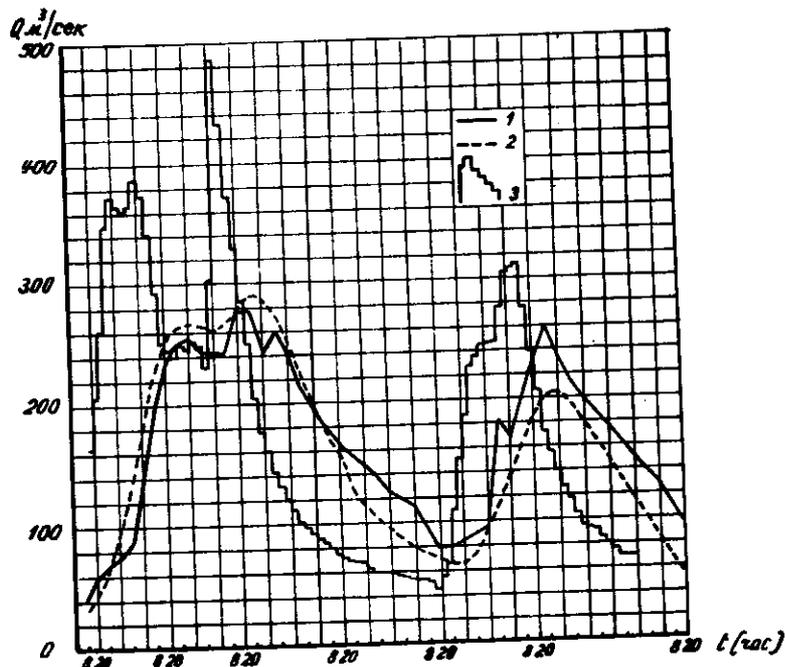


Рис. 2

Гидрографы стока р. Латорицы у г. Чопа за 11. II - 7. III 1958 г.: 1 - фактический; 2 - рассчитанный; 3 - суммарный приток к верхнему створу.

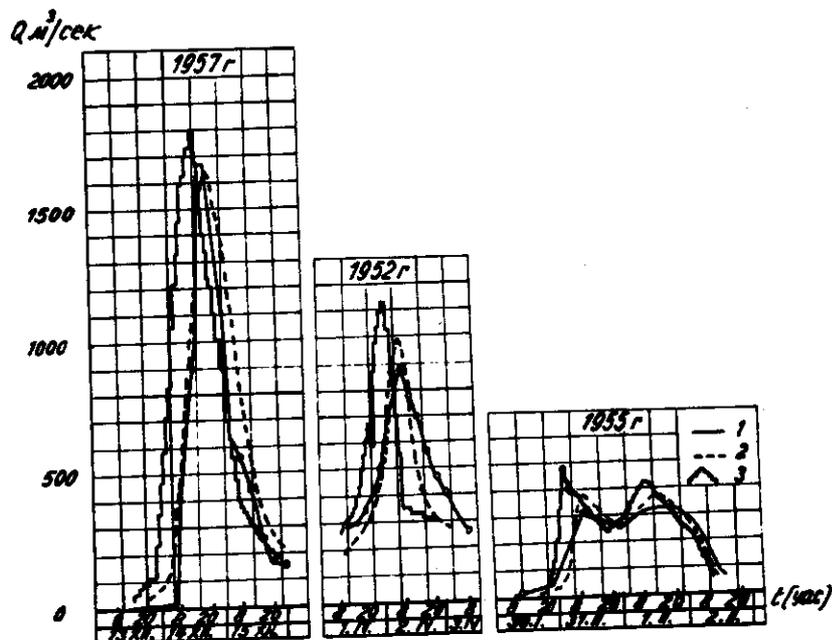


Рис. 3

Гидрографы стока р. Ужа у Узгорода. Условные обозначения см. рис. 2.

А Н Н О Т А Ц И Я

Теоретической основой для расчетов использован метод Г.П. Калинина и П.И. Милокова. Паводочные и снего-дождевые расходы на горных участках рек Латорицы и Ужа рассчитываются по данным о расходах воды у выпележащих створов основной реки и притоков, впадающих между расчетными створами.

Боковой приток на равнинном участке реки Латорицы от Мукачево до Чопа определен с учетом неравномерности водоотдачи в бассейне. Расчеты трансформации паводочных расходов в русле произведены с помощью электронного моделирующего устройства ПР - 27.

Прогноз паводочных расходов составляется по той же схеме, его заблаговременность равна времени добега на участке между расчетными и замыкающими створами и составляет для горной части 6 - 12 часов, а для равнинной - 2 - 3 суток.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Als theoretischer Grund dieser Berechnung wurde die Methode von G.P. Kalinin und P.I. Milukov benutzt.

Hochwasser- und Schnee-Regenmengen auf den Bergteilen der Flüsse Latoritz und Ush werden nach den Werten über Wassermengen in Pegelprofilen des Hauptflusses und der Nebenflüsse, die zwischen den Pegelprofilen einmünden, berechnet.

Der Seitenzufluss auf der Flusslandfläche der Latoritz von Mukachevo bis Chop wurde mit Rücksicht auf die Ungleichmässigkeit der Wasserabgabe des Einzugsgebietes bestimmt.

Die Berechnungen der Transformation der Hochwasserabflussmengen im Strombett wurden mit Hilfe einer modelierenden Elektronenmaschine ПР-27 /PR-27/ durchgeführt.

Die Vorhersage der Hochwasserabflussmengen wird nach gleicher Scheme zusammengestellt, ihre Zeitdauer ist gleich der Anlaufzeit auf den Flussteilen zwischen den Pegelprofilberechnungen und dem Verschlussprofil. Die Anlaufzeit für den Bergteil ist 6 - 12 Stunden und für die Landfläche 2 - 3 Tage.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

8

BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K., (Budapest)

Kontinuierliche Abflussvorhersagen
auf Grund einer Optimum-Untersuchung der Pegelbeziehungen

БОДЫ К., ЭРДЕШ Г., СЕСТАЙ К., (Будапешт)

Континуальный прогноз расходов на основе оптимизации зависимостей
между уровнями на водомерных постах

BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K., (Budapest)

Priebežné predpovede prietokov na základe optimalizácie vzťahov
medzi vodočernými stanicami

BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K., (Budapest)

Prévisions continues des débits à la base de l'examen de l'optimum
des relations entre les limnimètres

BODY K., ERDÖS G., SZESZTAY K., (Budapest)

Continuous Streamflow Forecasting Based on Optimization
of Gage Relations

KONTINUIERLICHE ABFLUSSVORHERSAGEN AUF GRUND EINER
OPTIMUM-UNTERSUCHUNG DER PEGELBEZIEHUNGEN

Dipl.Met. K. BODY, Dipl.Mat. G. ERDÖS, Dr.Ing. K. SZESZTAY
Forschungsanstalt für Wasserwirtschaft, Budapest

ZIELSETZUNG

Die theoretischen Grundlagen der auf die Gesetzmässigkeiten der sich im Flussbett abspielenden Abflussvorgänge aufgebauten Vorhersagen können letzten Endes stets auf die Grundgleichungen der nicht permanenten Wasserbewegung

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V^2}{C^2 R} = 0 \quad /1/$$

und

$$F \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial F}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad /2/$$

zurückgeführt werden, von denen die erste die Erhaltung der Energie, die zweite die Erhaltung der Materie zum Ausdruck bringt und in denen H - die Wasserstandshöhe, V - die mittlere Strömungsgeschwindigkeit, F - die Fläche des Durchflussquerschnitts, B - die Wasserspiegelbreite, g - die Erdbeschleunigung, C - den Chézyschen Beiwert, R - den hydraulischen Radius, x - die Lauflänge, t - die Zeit bedeuten.

Die mit verschiedenen Vereinfachungen erhaltenen mathematischen Lösungen oder die als flood routing bekannten Verfahren, die die dynamische Grundgleichung durch die Gleichung

$$S = f(Z, y) \quad /3/$$

ersetzen, welche Gleichung die Beziehung zwischen dem, der Untersuchungsstrecke zutretenden und aus dieser austretenden Abfluss Z und y / und der, innerhalb der Strecke gespeicherten Wassermasse S , zum Ausdruck bringt, ermöglichen in Kenntnis der, in der Zeiteinheit zutretenden Abflussmenge ΣZ_t , die Bestimmung des gleichzeitig durch das untere Grenzprofil des betrachteten Abschnitts austretenden Abflusses y_t . Da durch Wiederholung der Berechnungen zu jeder beliebiger vorausgesetzten oder als massgebend betrachteten Ganglinie des Zuflusses, der Verlauf der am unteren Grenzprofil austretenden Abflüsse bestimmt werden kann, sind diese Verfahren - besonders seitdem die die Rechnerarbeit ausserordentlich vereinfachenden Analogmodelle und Rechenmaschinen breite Anwendung gefunden haben - zu überaus wichtige Hilfsmittel der hydrologischen Vorhersage geworden.

Betont werden muss jedoch, dass die auf die Gleichungen /1/, /2/ und /3/ aufbauenden Verfahren in sich keinerlei Vorhersage /Zeitvorsprung/ ermöglichen. Ihre Bedeutung beschränkt sich also auf die Weiterführung der auf anderen Weg abgeleiteten Vorhersagen, beziehungsweise auf einen Überblick der Folgen von ver-

schiedenen hypothetischen Situationen in der Wasserführung.

In den hier folgenden Untersuchungen - die im Auftrag der Ungarischen Schifffahrts A.G. MAHART unter Mitwirkung des Unternehmens für Rechentechnik und Geschäftsführungsorganisation SzÜV zwecks 5 und 10 tägige Vorhersage der an der Eisernen Tor-Strecke erwartenden Wasserstände durchgeführt wurden - machten wir den Versuch, die Grundgleichungen durch Beziehungen zu ergänzen, die eine unmittelbare Vorhersage /Zeitvorsprung/ gewähren.

SCHEMA DES MODELLS

Ausgehend von diesen Überlegungen haben wir als Grundlage der Untersuchung die Beziehung

$$\Delta y_{t+\tau} = f(\Delta A_{t-\tau_0}, \Delta B_{t-\tau_0}, \dots, \Delta N_{t-\tau_n}) \quad /4/$$

gewählt, in der

- y - das untere Pegelprofil, für das die Vorhersage ausgearbeitet wird
- A, B, \dots, N - stromauf liegende Pegelprofile des Flusssystema
- t - den Zeitpunkt der Untersuchung
- τ - die Vorhersagefrist /Zeitvorsprung/
- $\tau_0, \tau_0, \dots, \tau_n$ - den Abflusszeiten /Laufzeiten/ entsprechend gewählte Zeitspannen, und
- Δ - jene Abflussveränderungen bedeuten, die im angegebenen Profil in der durch den Index bezeichneten Zeitspanne eingetreten ist.

Dem Zeitvorsprung der Vorhersagen gemäss Beziehung /4/ stellt die Bedingung

$$\tau \leq |\tau_i|_{max} \quad /5/$$

eine Grenze.

Für die Abfassung der Anwendung der im Modellschema angedeuteten Beziehung boten sich viele Lösungen. Ausgehend von den durch Digitalrechner gebotenen Möglichkeiten waren wir bestrebt, durch die konkrete Abfassung der Beziehung möglichst wenig äusseren Zwang in die Analyse einzuführen und einen möglichst weiten Raum für die Verwendung der aus den Analysen der Angaben selbst gezogenen Gesetzmässigkeiten freizulassen. Aus diesem Grund haben wir die weiteren Untersuchungen auf Grund einer Analyse der Beiwerte X_0, X_0, \dots, X_n des linearen Gleichungssystems

$$X_0(\Delta y_{t+\tau})_0 + X_0(\Delta y_{t+\tau})_0 + \dots + X_n(\Delta y_{t+\tau})_n = \Delta y_{t+\tau} \quad /6-1/$$

$$X_0(\Delta y_{t_2+\tau})_0 + X_0(\Delta y_{t_2+\tau})_0 + \dots + X_n(\Delta y_{t_2+\tau})_n = \Delta y_{t_2+\tau} \quad /6-2/$$

$$\vdots$$

$$X_0(\Delta y_{t_n+\tau})_0 + X_0(\Delta y_{t_n+\tau})_0 + \dots + X_n(\Delta y_{t_n+\tau})_n = \Delta y_{t_n+\tau} \quad /6-n/$$

durchgeführt und die Grundwerte $(\Delta y_{t+\tau})_0, (\Delta y_{t+\tau})_1, \dots, (\Delta y_{t+\tau})_n$

der Vorhersage aus den im vorhinein ermittelten Beziehungen

$$(\Delta y_{t+\tau})_0 = f(\Delta A_{t-\tau_0}) \quad /7-a/$$

$$(\Delta y_{t+\tau})_1 = f(\Delta B_{t-\tau_1}) \quad /7-b/$$

$$(\Delta y_{t+\tau})_n = f(\Delta N_{t-\tau_n}) \quad /7-n/$$

entnommen. Hinsichtlich Aufbau der Beziehungen /7/ machten wir keine Einschränkungen a priori. Sie wurden auf Grund der Daten von rund 1284 eisfreien Tagen/zwischen dem 1. April und dem 15. Dezember/ während 9 Jahren ermittelt. Die die Beziehung darstellende Kurve haben wir mit Hilfe der Koordinaten der Eckpunkte einer entsprechend angepassten Ersatzpolygon beschrieben und in dieser Art die Kurve als eine aus den Grunddaten abgeleiteten Rechnungsbedingung in die Berechnungsprogramme für die Lösung des Gleichungssystems /6/ eingeführt.

Wir waren bestrebt, die zu untersuchenden Kombinationsmöglichkeiten rationell zu begrenzen; deshalb haben wir die ersten Rechnungen unter der Annahme $\tau_0 = \tau_1 = \dots = \tau_n = \tau$ durchgeführt. Somit ist die je Pegelstation unterschiedliche Abflusszeit nicht im Wert der Beziehungszeitspanne, sondern in den Kennzahlen der Straffheit der Beziehungen /7/ - letzten Endes also in den Beiwerten x_0, x_1, \dots, x_n des Gleichungssystems /6/ - berücksichtigt worden. Die später beschriebene Analyse der Abflusszeit kann für die Untersuchung gemäss der Bedingung $\tau \leq |\tau_i|_{\max}$ ebenfalls als Ausgangspunkt dienen.

AUSGANGSDATEN FÜR DIE UNTERSUCHUNGEN DER DONAUSTRECKE AM EISERNEN TOR

Für die erste experimentelle Anwendung des soeben beschriebenen Modells dienten die täglichen Abflüsse der in Abb. 1 dargestellten Messprofile in den Jahren 1953 - 1961 als Ausgangspunkt.

Da der Gültigkeit, beziehungsweise Genauigkeit der die Grundwerte der Vorhersage liefernden Beziehungen /7/ vor allem die fallweisen Änderungen der Abflusszeit Schranken setzen, haben wir die in die Untersuchung einbezogenen insgesamt 1284 Tage auf Grund des Bettfüllungsgrades und der Wellenphase /der in der Fließrichtung auftretenden Abflussänderungen/, also jener zwei Merkmale in Gruppen eingeteilt, die die Fortpflanzungsgeschwindigkeit am stärksten beeinflussen.

Bei der Wahl der Gruppenzahl musste die Anzahl der verfügbaren Daten /der untersuchten Tage/ berücksichtigt werden. Um zu erreichen, dass jede Gruppe genügend Angaben enthalte, aus denen die Gruppeneigenschaften richtig widerspiegelnde Beziehungen abgeleitet werden können, haben wir mehrere Varianten abgewogen und die Bildung von 12 Gruppen als zweckdienlich gefunden.

Hinsichtlich des Bettfüllungsgrades haben wir drei Hauptgruppen gebildet, je nachdem der Abfluss /beziehungsweise der Wasserstand/ bei Drencova

weniger als 2800 m³/s /unter 50 cm/, beziehungsweise
 zwischen 2800 - 4300 m³/s /50 - 150 cm/ oder
 zwischen 4300 - 5600 m³/s /150 - 230 cm/

betrug. Innerhalb dieser drei Hauptgruppen haben wir je 4 Gruppen unterschieden, in Abhängigkeit davon, ob während der der Untersuchung vorangehenden zwei Tage die Summe der an den oberen Pegelstationen eingetretenen Abflussänderungen, bzw. der Durchfluss bei Drencova abgenommen oder zugenommen hat /Behaltungszustände werden als fallend betrachtet/:

A b f l u s s ä n d e r u n g e n

in den stromauf liegenden
Pegelstationen

bei Drencova

| | |
|---------------|--------------------|
| Abnahme | Abnahme /fallend/ |
| Zunahme | Abnahme /fallend/ |
| Zunahme | Zunahme /steigend/ |
| Abnahme | Zunahme /steigend/ |

Die Beziehungen zwischen den Abflussänderungen gemäss Gleichung /7/ sind bisher /bis Dezember 1966/ für folgende Relationen und τ -Werte bestimmt worden:

| Stromauf liegende Pegelstationen | Untere Pegelstation τ , | Tage |
|--|------------------------------|---------------|
| Smederovo + Varvarin..... | Drencova..... | 1,2,3,4 und 5 |
| Novisad + Mitrovica + + Szeged + Varvarin..... | Drencova..... | 3,4,5,6 und 7 |
| Bogojevo + Mitrovica + + Szeged + Varvarin..... | Drencova..... | 4,5,6,7 und 8 |

Für die Wahl der Werte τ der Verbindungszeitspannen war ausschlaggebend, dass der die straffste Beziehung gebende /der Abflusszeit entsprechende/ Wert in allen Gruppen mit Sicherheit enthalten sei.

B E R E C H N U N G D E R G R U N D W E R T E F Ü R D I E V O R H E R S A G E

Die gemäss den vorangehenden Darlegungen auf die festgelegten 3 Relationen, 12 Gruppen und 5 Verbindungszeitspannen bezogenen 180 Beziehungen sind nach dem Beispiel in Abb. 2 bestimmt worden. Die Einordnung des Datenmaterials in die Klassenintervalle I, II, ..., VIII, sowie die Berechnung der Koordinaten der in der Abbildung dargestellten Eckpunkte führte ein Elektronenrechner Bauart GIER. Für die Gruppen gleicher Wellenphase, welche den überwiegenden Teil /rund 85%/ der 1284 Untersuchungstage umfasste, konnte die Ausgleichskurve auf Grund der Mittelpunkte der 8 Klassenintervalle leichterhand und praktisch ganz eindeutig gezeichnet werden. Zur Zeit des Abzuges der Front und des

Scheitels der Wellen /bei Gruppen verschiedener Wellenphase/ bildete die Bestimmung der ausgleichenden Kurve - wegen der geringen Anzahl und bedeutenden Streuungen der Angaben - schon bei weitem keine eindeutig lösbar Aufgabe. Trotzdem begnügten wir uns in erster Annäherung auch in diesen Fällen mit der nach identischen Gesichtspunkten durchgeführten graphischen Ausgleichung, weil - der erfolgreiche oder erfolglose Ausgleich, beziehungsweise das Ausmass der notwendigen Berichtigungen in einer nach Vorzeichen getrennten Analyse der die Strammheit der Beziehungen kennzeichnenden Daten zahlenmässig zum Ausdruck kommt,

- die durch die stark streuenden losen Korrelationen gebotenen Werte - durch kontinuierliche Anwendung des analytischen Verfahrens für die X_i Beiwerte des Gleichungssystems /6/ - bei der Ausarbeitung der Vorhersagen gebührens im Hintergrund oder praktisch ausser Acht bleiben.

In Abb. 2 sind die ausgleichende Kurve und die diese im Verlauf der weiteren Berechnungen ersetzenden Polygon-Eckpunkte dargestellt, sowie deren Koordinaten angeführt. Die individuelle Darstellung der 3 Extremwerte je Klassenintervalle, sowie die Bezeichnung der Anzahl der in die einzelnen Klassen fallenden Angaben, gewähren eine annähernde Übersicht über die Verteilung der Angaben innerhalb des Wertbereiches.

Für die vergleichende Auswertung der Ausgleichskurven gemäss Abb. 2 zeigt Abb.3 durch Gegenüberstellung der für die Relation Smederevo-Drencova unter Annahme einer 3 tägigen Laufzeit ermittelten 12 Beziehungen ein Beispiel. Die erheblich abweichende relative Lage und Form der Ausgleichskurven beweist, dass durch die Gruppeneinteilung die hauptsächlichsten Eigenarten der Veränderlichkeit von Ablaufzeit und Verflachung berücksichtigt werden können.

Für die Anwendung der Beziehungen bedeutet dies, dass im Falle von Tagen, die in der Umgebung der Gruppengrenzen liegen, eine Interpolation zwischen den zwei benachbarten Ausgleichskurven bei der Ausarbeitung der Vorhersagen anzustreben ist.

UNTERSUCHUNG DER OPTIMA FÜR DIE PEGELBEZIEHUNGEN UND DIE ABLAUFZEIT

Für die Zuverlässigkeit der Pegelbeziehungen gemäss Abb. 2 bei der fallweisen Ausarbeitung von Vorhersagen sind am unmittelbarsten die Koeffizienten im Gleichungssystem /6/ kennzeichnend.

Um die Zunahme der erreichbaren Genauigkeit bei gemeinsamer Berücksichtigung der aus verschiedenen Relationen abgeleiteten Werte festzustellen und die die Grundwerte liefernden Beziehungen /7/ physikalisch /hydraulisch/ deuten zu können, sind auch die die Strammheit der einzelnen Korrelationen für sich charakterisierenden Kennzahlen notwendig. Für diesen Zweck erschien es als eine der möglichen Lösungen die Fehler der mit Hilfe der einzelnen Relationen ableitbaren Vorhersagen auszurechnen und zu vergleichen.

Des weiteren haben wir also für sämtliche 180 Grundbeziehungen unter Verwendung des gesamten Datenmaterials der 9 Jahre, durch Maschinenrechnung die tag-täg-

lichen Fehlergrössen ermittelt. Als erste Annäherung zur Gegenüberstellung der verschiedenen Relationen, Gruppen und Beziehungszeitspannen dienten die relativen Abweichungen W , die als Quotient der quadratischen mittleren Fehler der Beziehungen und der natürlichen Streuung der Abflussänderungswerte bei Drencova berechnet wurden.

Aus der Veränderlichkeit der für die einzelnen Gruppen ermittelten relativen Abweichungen gemäss den Zeitspannen τ kann der Minimumpunkt der Beziehungen $W = f(\tau)$ bestimmt werden, der die Zeitspanne τ_0 ergibt, die dem für die Verhältnisse der betreffenden Gruppe am meisten charakteristischen durchschnittlichen Ablaufzeit am nächsten liegt /Abb. 4/.

Der soeben erwähnten indirekten Untersuchung der Ablaufzeit kommt im Falle der betreffenden Aufgabe deshalb eine besondere Bedeutung zu, weil Rückstauwirkungen und verschiedentliches Zusammentreffen der Hochwasserwellen der Flüsse die Anwendung von anderen direkteren Untersuchungsmethoden /z.B. die die Verfolgung der Fortschreitungsfronten, Inflexions- und Scheitelpunkte der Wellen an den nacheinanderfolgenden Pegelstationen des Gewässernetzes/ überaus erschwert.

Im Zuge der Ausbreitung der hier behandelten Untersuchungen haben wir die Ermittlung der Beziehungen $W = f(\tau)$ auch für Stromstrecken vorgesehen, an denen die für den Verlauf der Ablaufzeit charakteristischen Angaben und Beziehungen bereits bekannt, bzw. auch auf anderem Weg gut anzunähernd sind [4] .

Für die Schifffahrt haben die die fallweise Bestimmung der Ablaufzeit fördernden Untersuchungen auch in anderer Hinsicht eine Bedeutung. Diese Grösse kann nämlich auch als Ausgangspunkt für die Berechnung der notwendigen Fahrtzeit zwischen Verladungsort und massgebender Furt dienen, die für die wirtschaftliche Ausnützung des verfügbaren Schifffraumes gerade so bekannt sein muss, wie die Pegelstandsvorhersagen.

EINIGE FRAGEN DER ANWENDUNG DES MODELLS

Fallweise Bestimmung der Koeffizienten für das Gleichungssystem der Vorhersage

Zur Anwendung der vorher beschriebenen Beziehungen zwischen den Abflussänderungen müssen die Werte der Koeffizienten X_i im Gleichungssystem /6/ bekannt sein. Diese können fallweise verschiedenartig gewählt werden.

Bei der für die Donaustrasse am Eisernen Tor laufenden Untersuchung [5] werden in den zur Zeit des Abschlusses dieses Berichtes entwickeltem Programm für die Maschinenrechnung die Koeffizienten X_i nach der dem Bettfüllungsgrad und der Wellenphase entsprechenden Gruppierung gewählt. Zu diesem Zweck werden durch Anwendung des Gleichungssystems /6/ im umgekehrten Sinn für sämtliche 1284 Tage die Werte X_i und deren Gruppenschneitel berechnet.

Es erscheint für wahrscheinlich, dass es zweckmässig sein wird, bei der fallweisen Auswahl der Koeffizienten ausser den Gruppenschneiteln auch den Verlauf der für die unmittelbaren Vortage des Untersuchungstages berechneten X_i -Werte zu berücksichtigen. In dieser Weise können nämlich auch die Einflüsse der im

Modell nicht figurierenden Faktoren bis zu einem gewissen Mass indirekt beachtet werden.

Gemeinsame Anwendung des Vorhersagemodells und des "flood routing" Verfahrens

Hinsichtlich der auf den Grundgleichungen /1/, /2/ und /3/ basierenden Methoden zur Berechnung der nicht permanenten Wasserbewegung bedeutet das Vorhersagemodell gemäss /6/ und /7/ eine Koppelung der aufeinander folgenden Berechnungszeitspannen. In Kenntnis der in der Zeitspanne $t - \tau$ dem untersuchten Abschnitt zutretenden Abflussmengen kann man die aus dem Abschnitt in der Zeitspanne $t + \tau$ austretenden Abflussmengen bestimmen.

Dies bedeutet, dass man durch die umgekehrte /d.h. von unten stromauf vorgenommene/ Anwendung des Flood routing-Verfahrens in Kenntnis der in der Zeitspanne $t + \tau$ austretenden Abflussmengen die in den Bettabschnitt in der Zeitspanne $t + \tau$ eintretenden Abflussmengen berechnen kann. Hieraus folgt weiter, dass durch kontinuierliche Anwendung der zweierlei Berechnungsverfahren grundsätzlich für eine beliebige Anzahl von weiteren Zeitspannen τ Vorhersagen vorgenommen werden können. In Kenntnis der in Zeitspanne $t + \tau$ eintretenden Abflussmengen können nämlich die in Zeitspanne $t + 2\tau$ austretenden und aus diesen wiederum die in Zeitspanne $t + 2\tau$ eintretenden Abflussmengen, ... usw. berechnet werden.

Offensichtlich kommt der wiederholten Benützung der zweierlei Gleichungssysteme über eine gewisse Anzahl von Zeitspannen τ keine praktische Bedeutung zu. Solche "mathematisch kurzgeschlossenen" Vorhersagen könnten uns nur darüber orientieren, wie sich im Durchschnitt die Ganglinie der in den Untersuchungsabschnitt eintretenden bzw. austretenden Abflüsse - ausgehend von einer gegebenen Lage - zu gestalten pflegt. Trotzdem kann für eine, nicht zu viele τ Zeitspannen umfassende, Dauer auch diese Orientierung Anhaltspunkte bei der Ausarbeitung von Vorhersagen bieten. Im Falle von Gewässernetzen, die sich in mehrere Abschnitte gliedern, kann eine Gegenüberstellung der durch die zweierlei Berechnungsverfahren ableitbaren Werte einen Begriff über die erreichbare Genauigkeit geben und ein nützliches Hilfsmittel für die Aufeinanderabstimmung der auf verschiedene Profile bzw. Zeitpunkte bezogenen Vorhersagen sein.

Die Maschinenrechnung

Im Verlauf der Datenbearbeitung für die Konstruktion der 180 Pegelbeziehungen gemäss Abb. 2 und die 36 Optima-Untersuchungen gemäss Abb. 4 hat die Anschreibung der Algol-Programme rund 60 Tage Programmierungszeit in Anspruch genommen, während die Rechenarbeit selbst durch eine Rechenmaschine Bauart GIER binnen insgesamt 24 Stunden erledigt wurde. Ein Vergleich mit früher manuell durchgeführten ähnlichen Datenbearbeitungen zeigt, dass in diesem Falle die Arbeit 1 Techniker und 2 Hilfskräfte drei ganze Jahre voll beschäftigt hätte.

Obwohl diese Angabe auch für sich viel sagt, muss betont werden, dass die wichtigsten Vorteile der elektronischen Rechenanlagen /Möglichkeit der Einbeziehung einer grossen Anzahl von Faktoren und Angaben, rasche Gegenüberstellung von mehreren Lösungsmöglichkeiten, laufende Kontrolle und Verfeinerung der Ausgangsbe-

ziehungen, Einbürgerung der genauen Aufgabenstellung usw./ durch solche Vergleiche gar nicht zum Ausdruck kommen.

Ausbau des Vorhersagedienstes

An der Eisernen Tor Strecke der Donau ist die Berücksichtigung der Fahrrinnentiefe bei Wasserständen unter 230 cm am Pegel Drencova wichtig. Mit solchen kann durchschnittlich an 62% der eisfreien Tagen des Jahres gerechnet werden. In extremen Trockenjahren /z.B. 1946, 1951, 1947/ kann es aber vorkommen, dass die Wasserstände sozusagen in der ganzen Schifffahrtssaison unter diesem kritischen Wert bleiben. Wie aus Abb. 5 ersichtlich, kann der relative Anteil der Tage mit niedrigen Wasserständen als 230, 150 und 50 cm bei Drencova, den Wasserführungsverhältnissen entsprechend, von Jahr zu Jahr zwischen überaus weiten Grenzen schwanken, wobei in ausserordentlich nassen Jahrgängen /z.B. 1940, 1955, 1941/ nur in 15-25% der Gesamtzeit Vorhersagen benötigt sind.

Der Ausbau der Staustufe am Eisernen Tor wird natürlich die Fahrrinntiefen radikal verändern. Der für 1970 vorgesehene Einstau wird z.B. an der Katarakten-Strecke die erforderlichen Fahrrinntiefen während der ganzen Betriebsdauer gewähren.

Durch vollen Ausnützung der durch die Ablaufzeiten gebotenen Möglichkeiten könnten für den Unterlauf der Donau kontinuierlich 10-15tägige Niedrigwasservorhersagen ausgearbeitet werden. Würden die für die Vorhersage benützten Beziehungen an den einzelnen charakteristischen Strecken getrennt ausgearbeitet, dann könnte auch ein, sämtliche Furtenstrecken der Donau und der wichtigeren Nebenflüsse erfassender, einheitlicher Vorhersagedienst aufgestellt werden.

Literatur

- [1] Apollow B.A., Kalinin G.P., Komarov V.D., Gidrologitscheskie prognosi /Hydrologische Vorhersagen/, Gidrometroisdat, Leningrad, 1961
- [2] Lawler E.A., Flood routing, Section 25-11 in "Handbook of applied Hydrology", ausgegeben von Ven Te Chow Mc Graw-Hill, New York, 1964
- [3] Afanassiew A.I., Einige Methoden der Wasserstandsvorhersagen für die Donau. 2.Konferenz der Arbeitsgemeinschaft der Donauländer für hydrologische Vorhersagen. Graz, 1963, Heft 5, Hydrographisches Zentralbüro, Wien, 1964
- [4] Szesztay K., A Duna vizjárásának előrejelzése /Vorhersage der Wasserführung der Donau/ Vizgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet, Tanulmányok és kutatási eredmények, Heft 6, Budapest, 1959 /in ungarischer Sprache, mit ausführlichem englischen Auszug/.
- [5] Vizgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet; Kisvizi vizállás előrejelzése a Duna vaskapui szakaszára /Niedrigwasservorhersage für die Donaustrecke beim Eisernen Tor/, Manuskript, Budapest, 1966 /60 Seiten, 29 Beilagen/ Themenbeauftragter: Szesztay K.

Abb. 1.

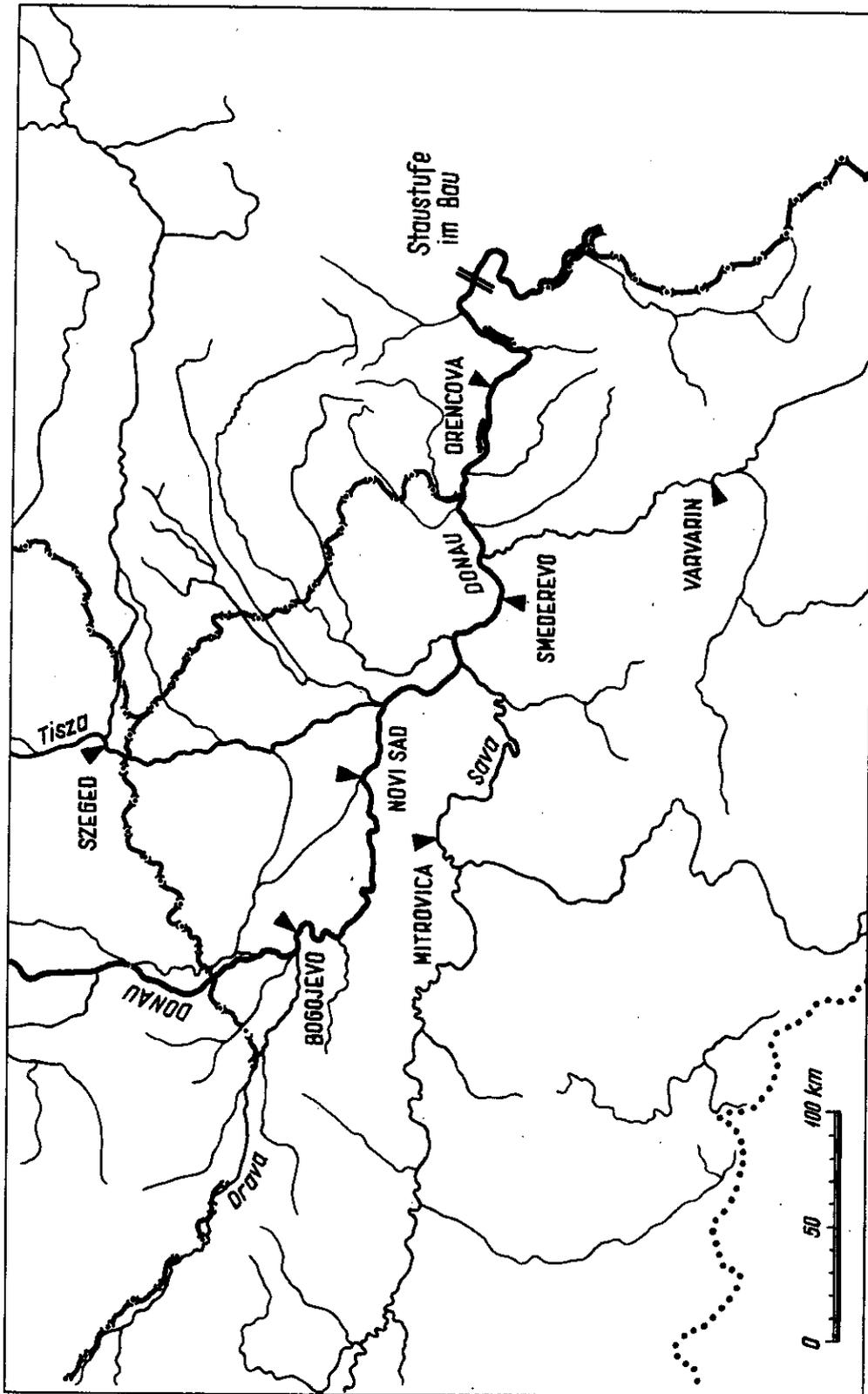
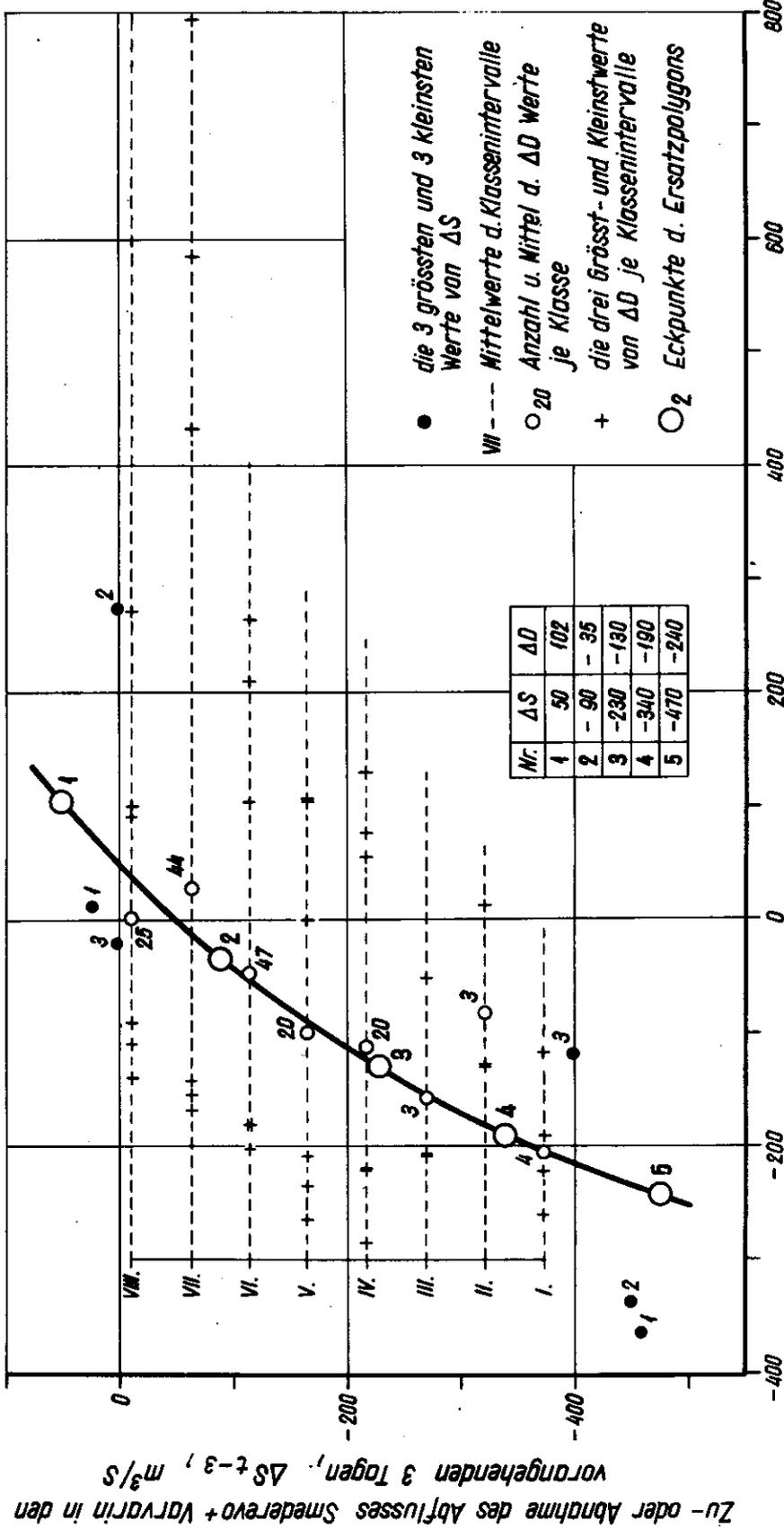


Abb. 2.

DONAU, SMEDEREVO – DRENCOVA

Wellenphase : Abnahme – Abnahme ; Bettfüllung : $D_t \approx 2800 \text{ m}^3/\text{s}$; $\tau = 9 \text{ Tage}$



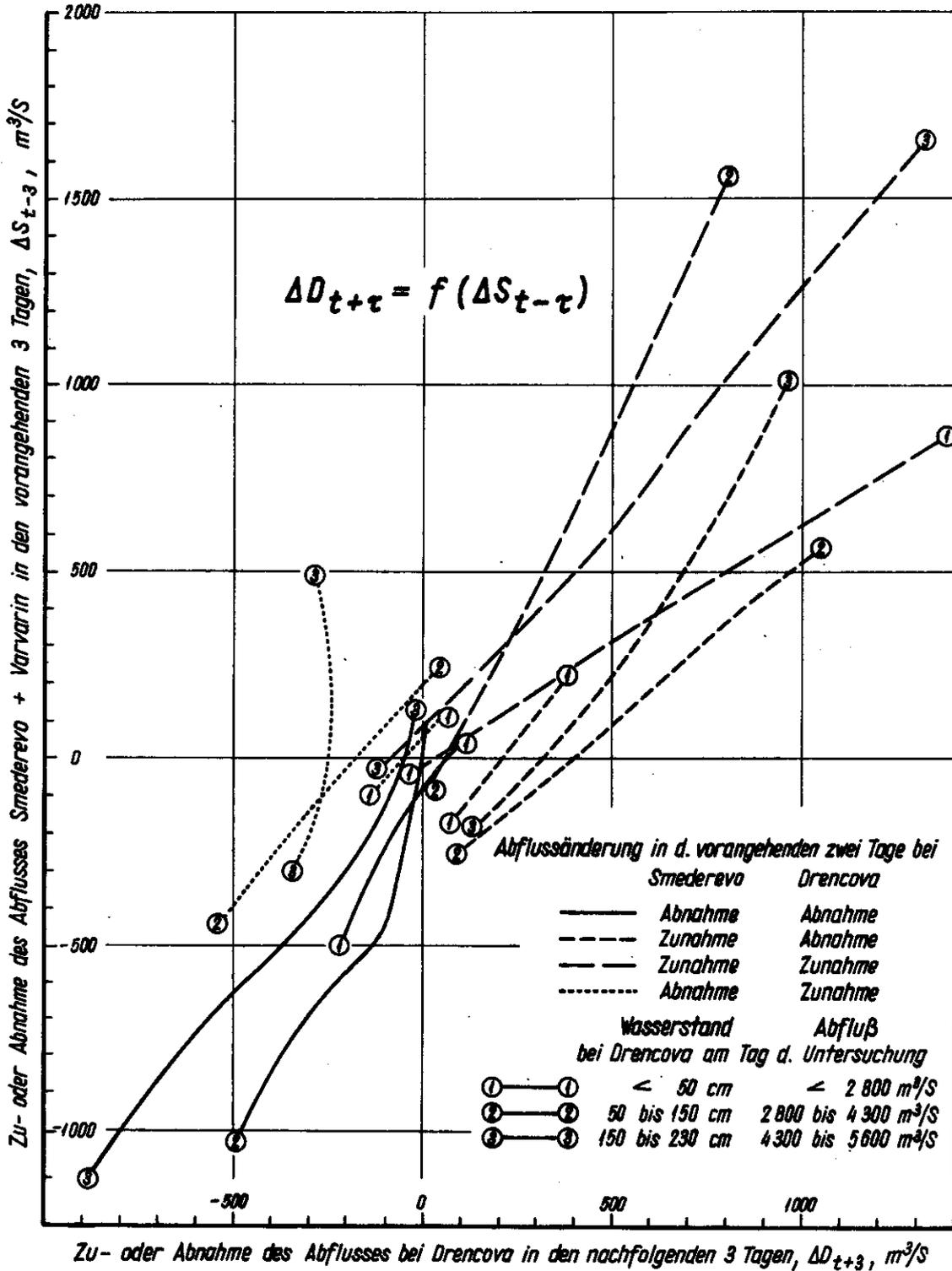
Zu- oder Abnahme des Abflusses Smederevo + Varvarin in den vorangehenden 3 Tagen, ΔS_{t-3} , m^3/s

Zu- oder Abnahme des Abflusses bei Drencova in den nachfolgenden 3 Tagen, ΔD_{t+3} , m^3/s

- die 3 grössten und 3 kleinsten Werte von ΔS
- 20 Mittelwerte d. Klassenintervalle
- 2 Anzahl u. Mittel d. ΔD Werte je Klasse
- + die drei grösst- und kleinstwerte von ΔD je Klassenintervalle
- 2 Eckpunkte d. Ersatzpolygons

DONAU, SMEDEREVO - DRENCOVA

$\tau = 3$ Tage

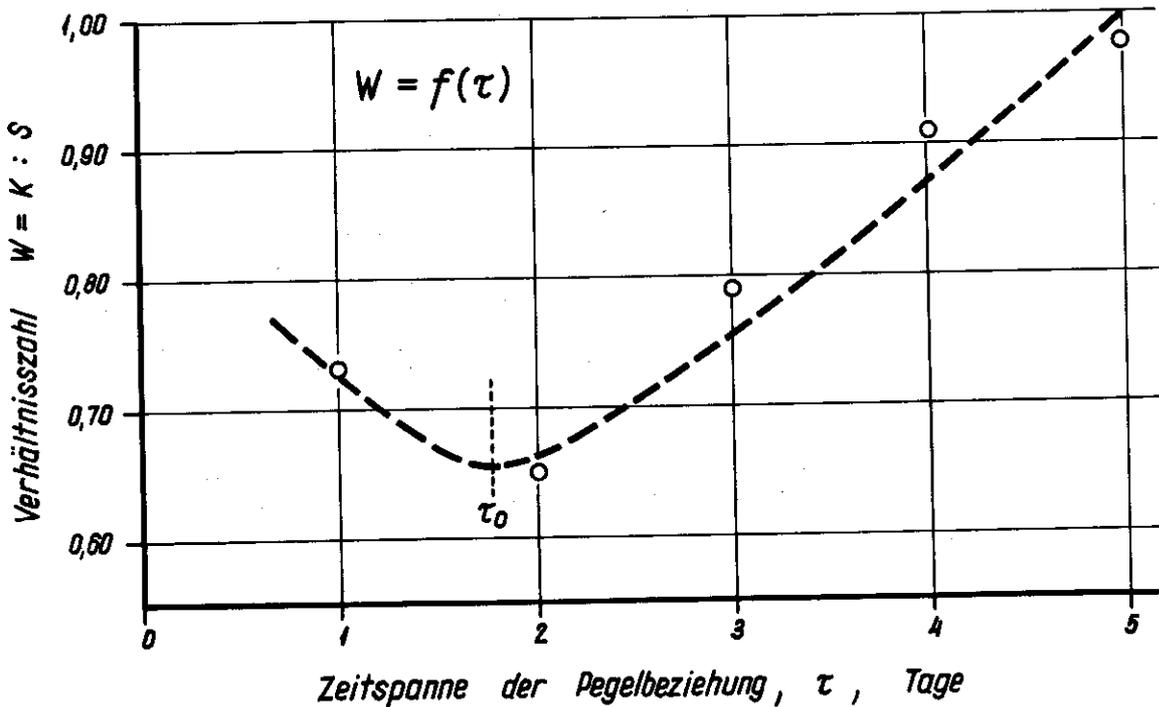
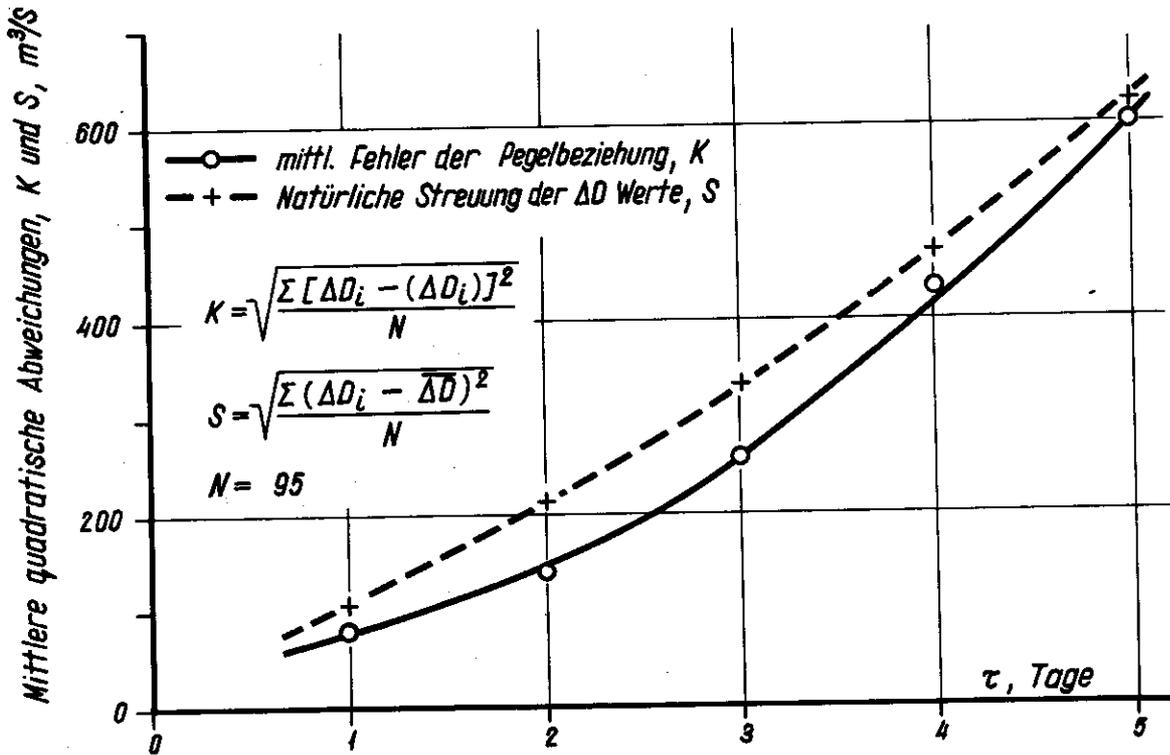


DONAU, SMEDEREVO – DRENCOVA

Wellenphase : Abnahme Abnahme

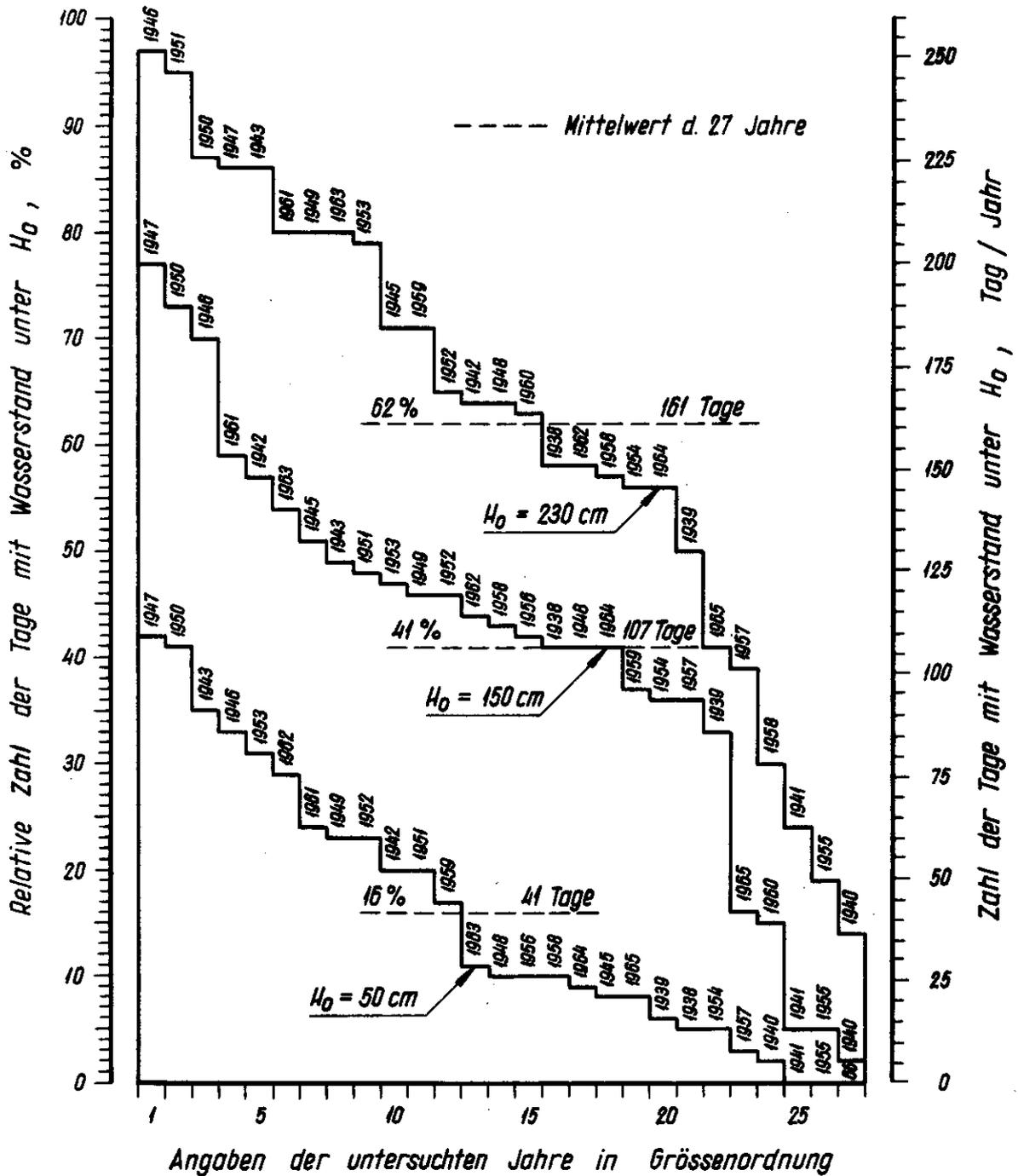
Bettfüllung : D_t zwischen 4300 und 5600 m^3/s

Pegelbeziehung : $\Delta D_{t+\tau} = f(\Delta S_{t-\tau})$



DONAU, DRENCOVA 1938 - 65

Eisfreie Wasserstände (1. April bis 15. Dezember)



Abbildungen

- Abb. 1 Lageskizze des Pegelstationnetzes
- Abb. 2 Beispiel zur Bestimmung der die Grundwerte der Vorhersage gebenden Abflussänderungsbeziehungen
- Abb. 3 Beispiel für den Vergleich der Ausgleichskurven der Abflussänderungsbeziehungen
- Abb. 4 Beispiel zur gruppenweisen Bestimmung des der durchschnittlichen Laufzeit entsprechenden Verbindungsintervalls
- Abb. 5 Angaben über die Niederwasserverhältnisse der Donau beim Eisernen Tor

ZUSAMMENFASSUNG

Im Auftrag der ungarischen Schifffahrtsgesellschaft MAHART, in Zusammenarbeit mit dem Betrieb für Auswertungstechnik und mit der Handelsorganisation SZÖV, hat das Wasserwirtschaftliche Forschungsinstitut in Budapest /V I T U K I / die Probleme der 5- und 10-tägigen Wasserstandsvorhersagen für die Donau im Abschnitt des Eisernen Tores bearbeitet.

Es wurde versucht die Grundgleichungen der unpermanenten Strömung durch solche Beziehungen zu ergänzen, die eine unmittelbare Vorhersage mit einem genügenden Zeitvorsprung ermöglichen werden. Als grundlegende wurde die Beziehung zwischen dem Wasserstand der Vorhersagestelle und den Durchflussveränderungen in stromaufwärts liegenden Pegelprofilen gewählt. Zur Auswertung wurde ein System von Lineargleichungen benutzt. Die Ergebnisse ermöglichen eine Vorhersage der niedrigen Wasserstände auf 10 bis 15 Tage. Die Auswertung wurde mit Hilfe der Rechenanlage GIER durchgeführt; das Programm war in ALGOL-CODE aufgestellt. Die Zusammenstellung des Programmes forderte 60 Arbeitstage, die eigene Auswertung 24 Stunden. Die durchgeführten Auswertungen gleichen sich einer Arbeitsleistung 1 technischen Angestellten und Hilfskräfte in der Zeit von 3 Jahren.

АННОТАЦИЯ

По уполномочению венгерского навигационного общества МАГАРТ в сотрудничестве с предприятием расчетной техники и ведущей торговой организацией СЗУВ, исследовательский водохозяйственный институт в Будапеште /ВИТУКИ/ разработал вопросы пяти- и десятидневных прогнозов на участке Дунай у Железных ворот.

В связи с этим пробовали дополнить основные уравнения постоянного движения воды, соотношениями которые бы непосредственно дали прогноз с достаточным резервом времени.

За основу работы взяли соотношение между уровнем поверхности в профиле, для которого разрабатывается прогноз, и изменением расходов в выше лежащих профилях за интервал времени отвечающему времени добегаем.

Оптимальное решение этих соотношений дает возможность прогноза низких уровней на 10 - 15 дней.

Расчеты были произведены на расчетной машине ГИЕР причем на составление программы в АЛГОЛЕ потребовалось 60 дней а собственные исчисления были произведены за 24 часа. Ранее на эту разработку потребовался бы труд 1 техника и 2-х помощников в течении 3-х лет.

SUMMARY

Gage relations were determined in this study on the basis of discharge at the upstream stations in period " $t - \tau$ " and at the downstream station in period " $t + \tau$ " /Fig. 2./. For the same system of stations and for the same value of " τ " data were grouped according to the hydraulic conditions and the relation was analysed for each of the 12 groups separately /Fig. 3/. Within the same group the relations with different " τ " values were compared for finding the optimum value τ_0 corresponding to the average travel time and giving best forecasts for the investigated conditions /Fig. 4/. Values derived for the same downstream station on the basis of different upstream stations are combined in the system of equations /6/.

The method is presented on example of 5 and 10 days low flow forecasts for the Iron-gate section of the Danube.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

9

МАКАРЕВИЧ Т. Н., (Ленинград)

Осеннезимние ледовые явления на р. Дунай и возможности их прогноза

MAKAREWITSCH T. N., (Leningrad)

Herbst-winterliche Eiserscheinungen an der Donau und die Möglichkeit
ihrer Vorhersage

MAKAREVIČ T. N., (Leningrad)

Jesenno-zimné ľadové javy na Dunaji a možnosť ich predpovedí

MAKAREVITCH T. N., (Leningrad)

Les phénomènes des glaces sur le Danube en automne et en hiver
et la possibilité de leurs prévisions

MAKAREWITCH T. N., (Leningrad)

Ice Phenomena on the Danube River in Autumn and Winter Period
and the Possibility How To Forecast them

ОСЕННЕ-ЗИМНИЕ ЛЕДОВЫЕ ЯВЛЕНИЯ НА р. ДУНАЙ И ВОЗМОЖНОСТИ
ИХ ПРОГНОЗА

Кандидат географических наук Т.Н. МАКАРЬВИЧ

Государственный Гидрологический институт

Ленинград

Характер и особенности ледового режима р. Дунай до настоящего времени исследованы еще недостаточно. Имеющаяся литература посвящена главным образом рассмотрению ледовых условий сравнительно небольших участков реки и преимущественно для отдельных конкретных лет. Сводные же работы, посвященные изучению ледовых фаз реки в целом стали появляться лишь в последние годы, однако без них невозможна постановка и развитие методических исследований в области долгосрочных ледовых прогнозов [1,2].

Бассейн Дуная находясь в сфере влияния западных и северных атмосферных воздействий, характеризуется непостоянством метеорологических условий, в связи с чем его ледовый режим отличается крайней неустойчивостью и большими амплитудами сроков начала ледовых явлений. Кроме того, ледовый режим Дуная, протекающего через различные климатические и орографические области, весьма разнообразен на всем его протяжении и сильно изменяется от года к году. В мягкие зимы ледовые явления могут вовсе не наблюдаться в течение всей зимы; вместе с тем в суровые зимы отмечается устойчивый ледяной покров в течение 2-2,5 месяцев. Неравномерность замерзания отдельных участков Дуная является одной из характерных черт его режима. Ввиду указанных особенностей при характеристике ледового режима реки необходимо учитывать, кроме сроков начала ледовых явлений, вероятность их наступления, продолжительность и устойчивость.

В бассейне Дуная лед появляется в первую очередь на левобережном притоке - на р. Тиссе / 20 - 24 декабря /. Это можно объяснить более суровыми климатическими условиями, под влиянием которых Тисса находится на всем своем протяжении; будучи слабо защищенной с севера системой раздробленных и сравнительно невысоких Карпатских гор, территория бассейна этой реки подвержена воздействию северных и северо-восточных ветров. Кроме того, протекая по Венгерской низменности, река приобретает типично равнинный характер с сильно извилистым руслом и незначительным падением, что также содействует более раннему появлению льда. На Дунае прежде всего наблюдается появление льда в среднем его течении /в среднем в последних числах декабря/, в начале января лед возникает на всем протяжении реки; несколько позже - на самом нижнем участке / ниже Джурджу/.

Самое раннее появление льда на Тиссе и в среднем течении Дуная отмечено 15 - 17 ноября; на Верхнем Дунае самое раннее появление льда наблюдалось 18-20 ноября, а на Нижнем Дунае /после впадения Тиссы/ - 7-13 декабря. Исключительно ранним ледообразование повсеместно было в 1902 г, когда отклонение от нормы достигало - 25-30 дней, а на Верхнем Дунае - превышало 40 дней. Самое позднее появ-

ление льда на Верхнем Дунае было отмечено в конце января - начале февраля; на Среднем и Нижнем Дунае, а так же на Тиссе самое позднее появление льда наблюдалось в феврале. Исключительно поздним начало ледообразования было в 1918 и 1955 гг., когда положительные аномалии достигали 30 - 40 дней.

Анализируя карты крайне ранних и крайне поздних сроков появления льда можно подметить некоторые особенности, в частности, следует обратить внимание, что ледовые явления на Верхнем Дунае начинаются значительно раньше, чем на Нижнем Дунае. Особенно велика эта разница в годы с ранними сроками, когда она составляет 2 - 3 недели. Такая асинхронность сроков появления льда на Нижнем Дунае по сравнению с Верхним и Средним Дунаем объясняется существенным возрастанием водности реки, в частности, после впадения южных крупных притоков - рек Сава, Драва, оказывающих отепляющее влияние на воды Дуная. Обращают на себя внимание чрезвычайно большие амплитуды в сроках появления льда / 2,5 - 3 месяца /. Первое появление льда на Дунае может наблюдаться в период с ноября по февраль.

Из рассмотрения кривых распределения сроков появления льда, построенных для 2-х пунктов на Верхнем Дунае / Вена, Братислава / и 2-х пунктов на Нижнем Дунае / Джурджу, Браила / видно, что при явно выраженной асимметрии этих кривых в первом случае большая амплитуда наблюдается для ранних, а во втором случае больше для поздних сроков / рис.1/.

Как отмечалось выше, в течение зимы ледовые явления на Дунае могут вовсе не наблюдаться. Вероятность появления льда на отдельных участках Дуная и Тиссы различна, хотя изменяется по длине реки сравнительно плавно. Наибольшая вероятность зим с ледовыми явлениями на р. Тиссе составляет 85-95%, в верховьях последней она достигает 100%. На Дунае наиболее часто лед появляется на среднем участке, особенно в районе г. Будапешт-Богоево, так как этот участок расположен в пределах Средне-Дунайской низменности и его климатические условия близки к климатическим условиям р. Тиссы. Вероятность появления льда здесь составляет 75 - 80 %. На Верхнем и Нижнем Дунае ее значения уменьшаются до 70 - 75 %. На более редко / менее 70 % / лед появляется на порожилом участке Нови Сад - Калафат, где сказывается отепляющее влияние западных и южных притоков Дуная.

Замерзание Дуная и Тиссы наблюдается значительно реже, чем появление пловучих форм льда. Сплошным ледяным покровом Дунай на всем своем протяжении почти никогда не покрывается. На Верхнем Дунае ледостав - явление весьма редкое; из имеющегося ряда наблюдений / с 1900 г. /, он наблюдался всего пять раз / 12% случаев /, а на участке Апах-Иббс - один раз. Сравнительно редко образуется ледяной покров на порожилом участке Смередово-Калафат / менее 25 % случаев /, а у "Железных Ворот" / у Турку-Северин /, где скорости течения воды доходят до 5 м/сек., ледостав наблюдался только в самые суровые зимы. Наиболее часто наблюдается ледяной покров в низовье Дуная / Олтения - устье /, где вероятность замерзания реки более 60 %; причем в пределах нижнего участка частота образования ледяного покрова возрастает к устью. Объясняется это, по-видимому, меньшими скоростями течения на нижнем участке, а также более суровыми климатическими условиями. Также довольно часто / около 50 % / образуется ледостав на Среднем Дунае на участке Будапешт - Бездан. Тисса замерзает чаще, чем Дунай / 70 - 80 % случаев /. Таким образом колеба-

ния вероятности замерзания по длине реки достигает весьма больших значений от 0-2% на участке Ашах-Иббс /Верхний Дунай/ и у Турну-Северин /Нижний Дунай/ до 68 % у Тульчи/ устьевой участок/ /рис. 2/.

Рассмотрим продолжительность и устойчивость ледяных образований на Дунае, являющихся также элементами характеристики ледового режима. С увеличением суровости зимы, естественно, возрастает продолжительность ледовых фаз и их устойчивость. Анализируя сведения о продолжительности ледовых явлений на Дунае, можно заключить, что наиболее суровыми зимами были 1928-29, 1939-40, 1941-42, 1962-63, 1963-64 гг, особенно зима 1953-54, когда число дней с ледовыми явлениями /в среднем по Дунае/ достигало 86, а с ледоставом 74. Продолжительность ледовых явлений на Дунае возрастает от верхнего участка к нижнему; наибольшая продолжительность ледовых явлений наблюдалась на Верхнем Дунае в 1928-29 г /у Вены лед был в течение 72 дней/, а на Среднем Дунае наибольшее число дней со льдом было в 1939-40 г / у Мохача 87 дней/; на Нижнем Дунае наибольшая продолжительность ледовых явлений наблюдалась в 1953-54 г в самом устье /у г. Тульча/ 92 дня. Продолжительность ледостава в общем также увеличивается к низовью, однако на Верхнем Дунае при малой повторяемости ледостава /12%/ продолжительность его бывает больше, чем на Среднем Дунае /30 против 23 дней/.

Степень неустойчивости ледового режима характеризуется прежде всего числом периодов с ледовыми явлениями. Из рассматриваемого 65-летнего ряда наблюдений ледовые явления на Дунае были в 47 годах; из них неустойчивым /прерывистым/ ледообразование было в 26 случаях; на р. Тиссе - в 61 годах и соответственно в половине случаев. Для режима Дуная характерно два - три периода с ледовыми явлениями, причем чаще лишь на отдельных его участках/ на Верхнем или Среднем Дунае/, например 1933-34. Случаев, когда прерывистые ледовые явления наблюдаются на всем протяжении реки, сравнительно мало /в 1925-26 г/. Изредка бывали зимы /1921-22 г/, когда ледообразование возобновлялось многократно /три-пять раз/. Степень неустойчивости можно дополнительно характеризовать показателями прерывистости в ледоставе /наличие зимних вскрытий и повторных замерзаний/. Однако подобного рода нарушения ледяного покрова встречаются чаще на Тиссе, чем на Дунае. Происходит это потому, что в зимы, когда морозные периоды чередуются с зимними оттепелями, на Дунае вообще может не быть ледовых явлений /или они наблюдаются несколько дней/, в то время как на Тиссе ледовые явления с перерывами бывают в течение нескольких зимних месяцев /1951-52/. В некоторые зимы, когда холодная погода устанавливается только со второй половины зимы, на Дунае ледовые явления в ноябре и декабре отсутствуют, а на Тиссе, в связи с более суровыми климатическими условиями, они наблюдаются уже в первую половину зимы и носят прерывистый характер /1936-37, 1955-56 гг/.

Анализ отдельных элементов ледового режима Дуная / вероятности возникновения ледовых явлений, их сроков, продолжительности ледяных образований и их устойчивости /позволяет перейти к типизации лет по условиям ледообразования. Ввиду крайней перебойности и разновременности развития ледовых фаз характеристика продолжительности и устойчивости ледяных образований, определяющаяся степенью суровости зимы, является более четкой и определенной по сравнению с характери-

стикой срока их начала, поэтому она положена в основу предложенной ниже типизации. Прежде всего выделено два типа лет:

- i. Годы, характеризующиеся практически отсутствием ледовых явлений.
- ii. Годы, характеризующиеся наличием ледовых явлений.

Тип ii в свою очередь делится на три подтипа, отличающиеся различным характером ледовых условий:

- A. Годы с устойчивыми и продолжительными ледоставами; ледообразование начинается в сроки, близкие к средним многолетним.
- B. Годы с непродолжительными ледовыми явлениями, часто с ледоставами; ледообразование начинается позднее нормальных сроков или близко к ним.
- B. Годы с прерывистым и ранним ледообразованием; ледостав отсутствует или /реже/ он неустойчив.

Примеры развития ледовых явлений для всех типов лет приведены на рис.3, характеристика каждого типа дана в нашей работе [3] .

Анализируя развитие ледовых процессов в течение зимы, можно подметить, что раннее появление льда на реках Центральной Европы часто бывает неустойчивым и зимы в таком случае редко бывают суровыми. Так например, ледообразование на Дунае в 1931-32, 1948-49 гг началось рано, но оказалось непродолжительным /30 - 40 дней/; ледоставы были только в низовьях. Вскрытие рек в эти годы, как правило, наблюдалось раньше нормы, а общая продолжительность периода с ледовыми явлениями редко превышает норму. Следовательно, холодное предзимье на территории Центральной Европы в большинстве случаев является предвестником относительно теплых зим /подтип B/.

Слишком ранний обвал холода /октябрь, ноябрь/ говорит о каком-то нарушении естественного развития макропроцессов и, следовательно, о возможной "компенсации" более или менее мощными вносами тепла. В то же время своевременное наступление значительных холодов /в декабре - январе/ свидетельствует о нормальном протекании зимних процессов и развитии условий для активных вторжений арктического воздуха на территорию Европы. Таким образом в суровые зимы с продолжительными ледоставами, лед появляется, как правило, близко к средним многолетним срокам или позднее их /подтип A и B/ - 1928-29, 1939-40, 1941-42 гг.

Своеобразие ледового режима реки Дунай создает большие трудности при разработке методики прогноза сроков появления льда. Однако в годы, когда ледовые явления особенно четко выражены или практически отсутствуют, разница в развитии ледовых фаз на отдельных участках в значительной мере сглаживается. Поэтому, естественно, следует прежде всего обратить внимание на годы с наиболее резко выраженным контрастом температурного режима зимнего периода, т.е. с мягкими и суровыми зимами, когда в одном случае ледяного покрова может вовсе не быть, а в другом - он будет наиболее продолжительным и устойчивым.

Следовательно, первоочередной задачей является определение, к какому типу отнести данный год, т.е. определить синоптические условия зим, характеризующихся отсутствием или значительным развитием ледовых явлений. Только решение этой первой задачи позволит перейти к решению второй задачи - количественного прогноза различных элементов ледового режима Дуная, в частности, сроков появления льда с большой заблаговременности. В этом состоит принципиальное отличие в подходе к решению задачи долгосрочного прогноза для рек с крайне неустойчивым режимом типа Дуная.

В методических исследованиях прежде всего необходимо выявить преобладание синоптических процессов от осени к зиме. Для целей гидрологических прогнозов недостаточно качественной оценки атмосферных процессов; при количественной оценке, характер и интенсивность атмосферных процессов определяется по картам средних месячных значений давления и температуры воздуха у земли и на высотах. Оценка направления и интенсивности переноса воздушных масс производится с помощью индексов, которые устанавливаются либо самими авторами прогностических разработок, либо используется индексация атмосферных процессов ранее предложенная другими исследователями для целей прогноза погоды /Г.Я. Вангенгейма, А.А. Гирса, А.Л. Каца, Х.П. Погосяна/. В методических исследованиях необходимо также выявить роль гидрометеорологических факторов замерзания реки с целью определения возможности учета их с необходимой заблаговременностью. Учет этих характеристик, а также качественный синоптический анализ следует производить последовательно в осенне-зимние месяцы, так как ледовые явления на Дунае могут возникать практически в течении всей зимы.

Анализ синоптических и гидрометеорологических процессов проводится в первую очередь для лет с экстремальными сроками начала ледовых явлений с целью выявления наиболее контрастных характеристик предшествующего периода.

Исследованиями многих авторов показано существование синхронных связей между колебаниями интенсивности циркуляции в разных районах. Сопоставление развития ледовых условий на реках этих районов в некоторых случаях могут быть также использованы в решении прогностических задач.

Примером подобных решений может быть приведена прогностическая связь между сроками появления льда на Днестре и на Дунае, при этом обеспечивается необходимая заблаговременность прогноза.

Анализ макропроцессов октября показал, что при преобладании азорских воздействий, район Дуная / в его нижнем течении / и район юго-запада Европейской территории СССР / бассейна Днестра / находятся в однородных синоптических условиях: в этом случае лед появляется в сравнительно близкие сроки /по отношению к норме/, с разницей всего лишь в две-три недели /раньше на Днестре/. Иначе развивается процесс ледообразования в случае вторжений арктического воздуха в меридиональном направлении с севера Скандинавии на бассейн Днестра /холодная тяга направлена на Днестр, а теплая - на Дунай/. В таком случае разница в сроках появления льда на Днестре и Дунае оказывается большой и составляет около двух месяцев.

Термический режим Европы в значительной мере определяется характером и интенсивностью западного переноса воздушных масс с океана на материк.

В литературе известно большое количество способов подсчета интенсивности западного переноса. Выбор того или иного способа во многом зависит от целей данной работы, а также от района и сезона, для которого проводится исследование. В одной из работ ГГИ [4], интенсивность западного переноса определялась, как разность аномалий давления в зоне азорского максимума и в зоне исландской депрессии, причем, чем больше значение этой разности / градиента давления / , тем больше интенсивность переноса.

Помимо указанного к решению прогностической задачи может быть рекомендован также и другой подход, основанный на привлечении статистических данных, что в свою очередь, позволит дать с заданной обеспеченностью расчет вероятности возникновения и продолжительности ледовых явлений на реке. Для этой цели могут быть использованы данные о повторяемости ледовых явлений.

Использование синоптических и статистических приемов в сочетании позволит решить задачу долгосрочных прогнозов элементов ледового режима Дуная.

Л и т е р а т у р а

- [1] Tóry K. A Duna és szabályozása. (Budapest, Akadémiai kiadó 1952.)
- [2] Horváth S. A dunai hajóút és Magyarország. (Vizügyi Közlemények 1954, №4.)
- [3] Макаревич Т.Н., Ефимова З.А. Характерные черты осенне-зимнего ледового режима р. Дунай. Труды ГГИ, вып. 80, 1962.
- [4] Макаревич Т.Н. "Прогнозы вскрытия и замерзания рек с использованием данных синоптической метеорологии". Труды Всесоюзного научного метеорологического совещания. Т.3, 1963 г.

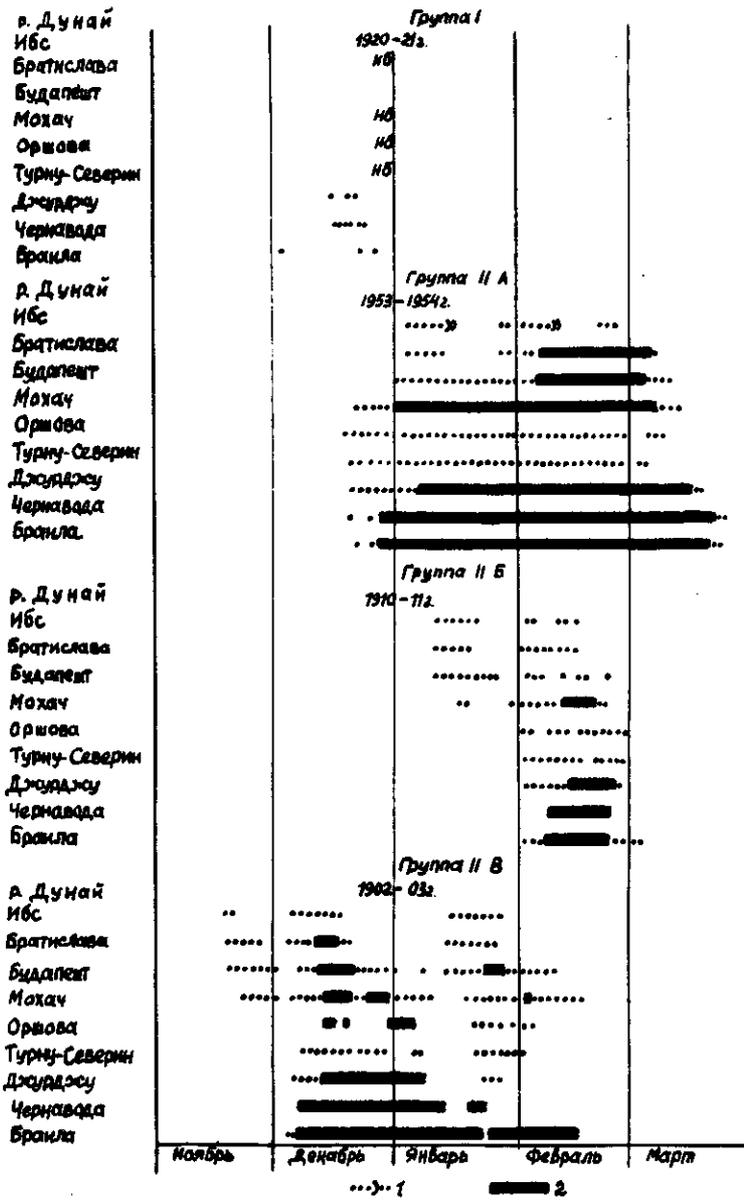


Рис. 3

Графики ледовых фаз для разных типов ледообразования на Дунае.
1 - пловучий лед, 2 - ледостав.

А Н Н О Т А Ц И Я

Бассейн Дуная, находясь в сфере влияния западных и северных атмосферных воздействий, характеризуется непостоянством метеорологических условий, в связи с чем его ледовый режим отличается крайней неустойчивостью и большими амплитудами сроков начала ледовых явлений. Кроме того, ледовый режим Дуная, протекающего через различные климатические и орографические области, весьма разнообразен на всем его протяжении и сильно изменяется от года к году. В мягкие зимы ледовые явления могут вовсе не наблюдаться в течение всей зимы; вместе с тем в суровые зимы отмечается устойчивый ледяной покров в течение 2-3,5 месяцев. Неравномерность замерзания отдельных участков Дуная является одной из особенностей его режима.

Учитывая сказанное, характеристика ледового режима Дуная, положенная в основу типизации зим, должна слагаться из трех элементов—срока начала ледовых явлений, вероятности их наступления и продолжительности. При разработке же метода долгосрочного прогноза замерзания, в первую очередь, должен быть определен общий характер ожидаемой зимы, причем основной характеристикой, определяющей степень суровости зимы, должна быть устойчивость и продолжительность ледовых явлений; сроки начала ледовых фаз в этом случае могут иметь более случайный характер.

Задача прогноза сроков начала ледовых явлений может решаться на основе последовательного анализа макропроцессов осенне-зимнего периода, выполненного по высотным и наземным картам основных метеорологических элементов, а также путем сопоставлений с ледовыми условиями рек других районов. Результаты статистической обработки длинных рядов наблюдений на р. Дунай могут быть также использованы для расчета сроков ледовых явлений с заданной обеспеченностью.

Дальнейшие исследования ледовых условий Дуная и атмосферных процессов, их обуславливающих, а также совершенствование методики прогноза должно развиваться на базе прежде всего сопоставления с ледовыми и атмосферными процессами других частей Европейского континента.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Gebiet der Donau, das sich im Wirkungsbereich der westlichen und nördlichen atmosphärischen Einflüsse befindet, ist durch die Unbeständigkeit meteorologischer Verhältnisse gekennzeichnet. Infolgedessen zeichnen sich seine Eisverhältnisse durch eine extreme Unbeständigkeit und grosse Schwingungswerten des Zeitbeginns der Eiserscheinungen aus. Ausserdem sind die Eisverhältnisse der Donau, die verschiedene klimatische und orographische Gebiete durchfließt, sehr verschiedenartig auf ihrem ganzen Laufe und ändern sich von Jahr zu Jahr sehr beträchtlich.

Während milder Winter sind Eiserscheinungen überhaupt nicht zu beobachten, aber in strengen Wintern hält eine stabile Eiskecke während 2 - 2,5 Monaten an. Die Ungleichmässigkeit des Gefrierens einzelner Donaustrecken ist eine der vielen Besonderheiten seines Regimes.

In Anbetracht des Obenerwähnten muss die Charakteristik der Eisverhältnisse der Donau, die der Typisierung der Winter zugrunde gelegt ist, aus drei Elementen bestehen: dem Fristenbeginn der Eiserscheinungen, der Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens und ihrer Dauer. Jedoch beim Ausarbeiten der Methode einer langfristigen Vorhersage des Gefrierens muss vor allem der allgemeine Charakter des zu erwartenden Winters bestimmt werden, wobei die den Strengengrad des Winters bestimmende Hauptcharakteristik die Beständigkeit und Dauer der Eiserscheinungen sein muss. Die Fristenbeginne der Eisphasen können in diesem Falle einen zufälligen Charakter tragen.

Die Aufgabe der Vorhersage des Fristenbeginns der Eiserscheinungen kann auf Grund einer konsequenten Analyse der Makroprozesse der herbst - winterlichen Periode gelöst werden, die nach Höhen- und Bodenkarten der meteorologischen Hauptelemente, sowie durch Vergleichung mit den Eisverhältnissen der Flüsse anderer Gebiete durchgeführt wird. Die Ergebnisse der statistischen Bearbeitung langer Beobachtungsreihen an der Donau können auch noch zum Berechnen verschiedener Fristen der Eisverhältnisse mit gegebener Wahrscheinlichkeit benutzt werden.

Die weiteren Untersuchungen der Eisverhältnisse der Donau und der sie bedingenden atmosphärischen Prozesse, sowie die Vervollkommung der Vorhersage-Methodik müssen sich vor allem auf Grund des Vergleichens mit den Eisbedingungen und atmosphärischen Prozessen anderer Teile des europäischen Kontinents entwickeln.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

10

КОВЕРНЫЙ И. А., (СССР)

Вопросы долгосрочных прогнозов ледовых явлений на реке Дунай

KOVERNY I. A., (UdSSR)

Fragen langfristiger Vorhersagen der Eiserscheinungen an der Donau

KOVERNYJ I. A., (SSSR)

Otázky dlhodobých predpovedí ľadových javov na Dunaji

KOVERNY I. A., (UdSSR)

Questions en ce qui concerne les prévisions à longue échéance
des phénomènes des glaces sur le Danube

KOVERNY I. A., (USSR)

Long-term Forecasting Problems of the Ice Phenomena on the Danube
River

ВОПРОСЫ ДОЛГОСРОЧНЫХ ПРОГНОЗОВ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ
НА РЕКЕ ДУНАЙ

И.А. КОВЕРНЫЙ - инженер

Дунайская гидрометеорологическая обсерватория, Управление Гидрометслужбы Украинской ССР

Знание ледового режима и наличие надежного метода прогноза ледовых явлений на р. Дунай оказывают большую помощь Советскому Дунайскому пароходству в планировании грузоперевозок по Дунаю, в организации необходимых мер безопасности при работе флота в зимних условиях, в расстановке флота на зимний отстой, а также позволяет организациям принять своевременные меры по защите гидротехнических сооружений и других народнохозяйственных объектов от возможного вредного воздействия на них ледовых явлений.

Методы прогноза появления льда на р. Дунай, основанные на локальных статистических зависимостях между метеорологическими элементами /в основном температурой воздуха/ и временем появления льда, не позволяют заблаговременно определить ожидаемые условия ледового режима предстоящей зимы. В связи с этим в Дунайской гидрометеорологической обсерватории в последние годы была разработана методика долгосрочного прогноза ледовых явлений на р. Дунай, основанная на учете предшествующих им макропроцессов над территорией Европы в осенний период /сентябрь-ноябрь/, и позволяющая дать фон ожидаемой зимы в бассейне Дуная, а следовательно, и ожидаемые ледовые условия на р. Дунай предстоящей зимы.

Для ледового режима Дуная характерна неустойчивость ледовых явлений, в отдельные зимы в результате оттепелей ледостав на реке часто сменяется ледоходом, а иногда полным очищением реки от льда. В результате анализа многолетних данных, полученных по 28 водомерным постам, о ледовом режиме р. Дунай, было установлено, что в развитии ледовых явлений на реке можно определить четыре типа зим примерно с однородными типами ледовой обстановки на р. Дунай.

Первый тип - это теплые зимы. Для зим такого типа характерны очень слабые, кратковременные ледовые явления или полное отсутствие их на реке. Такие зимы наблюдались: в 1876-77, 1901-02, 1909-10, 1915-16, 1919-20, 1920-21, 1922-23, 1924-25, 1929-30, 1930-31, 1935-36, 1947-48, 1951-52, 1954-55 гг. /14 лет/.

Второй тип - умеренно теплые зимы. Для такого типа зим характерны слабые, прерывистые ледовые явления /без ледостава/. К этому типу относятся зимы: 1896-97, 1898-99, 1905-06, 1912-13, 1914-15, 1918-19, 1926-27, 1943-44, 1949-50, 1950-51, 1952-53, 1956-57, 1957-58, 1958-59, 1960-61, 1961-62 гг. /16 лет/.

Третий тип - это зимы умеренно холодные. Они характеризуются более устойчивыми ледовыми явлениями с образованием ледостава на отдельных участках Среднего и Нижнего Дуная. Зимы третьего типа были в: 1877-78, 1878-79, 1881-82, 1882-83, 1883-84, 1884-85, 1885-86, 1893-94, 1894-95, 1895-96, 1897-98, 1899-1900, 1902-03, 1904-05, 1906-07, 1907-08, 1908-09, 1910-1911, 1911-12, 1916-17, 1921-22, 1925-26, 1931-32, 1932-33, 1934-35, 1936-37, 1937-38, 1938-39, 1940-41,

1942-43, 1944-45, 1945-46, 1959-60 и 1963-1964 гг. /34 года/.

Четвертый тип - холодные зимы. Для них характерны продолжительный ледоход и образование ледостава на всем судоходном Дунае. К четвертому типу относятся зимы таких лет: 1879-80, 1886-87, 1888-89, 1889-90, 1890-91, 1891-92, 1913-14, 1923-24, 1928-29, 1936-37, 1939-40, 1941-42, 1946-47, 1948-49, 1953-54, 1955-56, 1962-63 гг. /17 лет/.

Из анализа макросиноптических процессов за холодное время года /декабрь-февраль/ следует, что в холодное время года бассейн р. Дунай находится в зоне наиболее резко выраженных взаимодействий разнородных воздушных масс, причем сила и продолжительность их вхождения, а также район формирования определяет характер и продолжительность зимних процессов, а следовательно, силу и устойчивость ледовых явлений в бассейне р. Дунай. В результате изучения синоптического материала выявлены районы, из которых приходят воздушные массы на юго-запад Европы и вызывают ледообразования на Дунае.

Установлено, что в зимы, когда нет резко выраженного меридианального переноса воздушных масс, над бассейном Дуная осуществляется зональный перенос и воздушные массы приходят из атлантико-средиземноморского района, ледовые явления на реке не наблюдаются. Такие синоптические процессы характерны для зим первого типа. Вхождение воздушных масс на территорию бассейна р. Дунай в холодное время года из северо-атлантического района /Гренландского/ обуславливает ледообразовательные процессы, которые присущи второму типу зим, когда наблюдаются неустойчивые ледовые явления в виде сала, редкого ледохода. Вхождение воздушных масс на территорию бассейна р. Дунай в холодное время года из западно-европейского /Скандинавского/ района обуславливает ледообразовательные процессы, свойственные третьему типу зим, когда наблюдаются не только ледоход, но и ледостав на отдельных участках реки.

Вхождение воздушных масс на территорию бассейна р. Дунай в холодное время года из восточно-европейского района /Карского/ обуславливает ледообразовательные процессы, присущие четвертому типу зим - на всем судоходном Дунае наблюдается ледообразование с образованием ледостава.

Самые холодные процессы в бассейне Дуная обуславливаются вхождением барических систем из западно-европейского /Скандинавского/ и восточно-европейского /Карского/ районов. Теплые и умеренно-теплые процессы в бассейне р. Дунай в холодное время года обуславливаются вхождением барических систем из северо-атлантического /Гренландского/ атлантико-средиземноморского /Азорского/ районов.

По данным метеорологических станций Булапешт, Бухарест и Измаил рассмотрен ход температуры воздуха и выявлена определенная закономерность в распределении температуры для каждого типа зим по месяцам. /таб. I,2/.

В случаях возникновения первого и второго типа синоптических процессов, средняя температура воздуха в бассейне уже в ноябре достаточно низкая и в ряде случаев вызывает на Среднем Дунае слабые ледовые явления. Исследование температуры воздуха в бассейне р. Дунай за ноябрь показали, что всем аномально теплым зимам в бассейне Дуная предшествовал аномально холодный ноябрь и, наоборот, перед холодными зимами - теплый ноябрь.

Исследования синоптических данных над территорией Европы за период с 1939 по 1963 гг. показали, что уже в сентябре и октябре хорошо определяются синоптические признаки, характерные для теплых или холодных зим в бассейне р. Дунай.

Признаки теплой зимы :

- а/ нет нарушений зонального переноса воздушных масс над Европой, т.е. нет вхождений антициклонов с полярного бассейна;
- б/ установившийся зональный перенос воздушных масс, выражающийся в частом прохождении ядер Азорского антициклона на территорию Европы по более северным траекториям;
- в/ усиленная активность циклогенеза в полярном бассейне;
- г/ заметное отклонение приземного давления от нормы: отрицательное отклонение над полярным бассейном и положительное отклонение над югом Европы.

Признаки холодной зимы :

- а/ заметная активность вхождений из Арктики антициклонов на территорию Европы, перемещающихся по юго-западной и южной траекториям;
- б/ слабая активность зонального переноса воздушных масс над Европой;
- в/ повышенная активность циклогенеза над югом Европы /Средиземное и Черное моря/;
- г/ заметное отклонение приземного давления от нормы: положительное отклонение над полярным бассейном и отрицательное над югом Европы.

Указанные признаки холодной зимы очень хорошо выражены в синоптических процессах осеннего периода 1953 года, а теплой зимы - в синоптических процессах осеннего периода 1947 года.

ХАРАКТЕРИСТИКА ПРИНЯТЫХ СИНОПТИЧЕСКИХ ПОЛОЖЕНИЙ ДЛЯ ПРОГНОЗА ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА Р. ДУНАЙ

Дунайской гидрометеорологической обсерваторией разработан метод прогноза ледовых явлений на р. Дунай, основанный на установлении связи макросиноптических процессов осеннего периода с характером ледовых явлений на р. Дунай. Принятая схема решения задачи дает возможность на основании типизации макросиноптических процессов над Европой в период, предшествующий ледообразованию, получить ряд синоптических положений, пользуясь которыми можно с достаточной заблаговременностью /до одного месяца/ определить тип ожидаемой зимы в бассейне р. Дунай.

Рассмотрим полученные синоптические положения каждого типа макросиноптических процессов за период с сентября по ноябрь над Европой, используемых для прогноза ожидаемого характера зимы в бассейне р. Дунай.

Первый тип макросиноптических процессов атлантико-средиземноморский /Азорский /, вызывающий теплые зимы в бассейне р. Дунай.

Для этого типа характерно:

- а/ значительное отрицательное отклонение от нормы среднего давления за период с 16 сентября по 15 ноября над Исландией и положительное над Францией;

б/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за сентябрь над севером Атлантики и положительное над севером Европейской территории СССР /ЕТС/;

в/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за сентябрь над центральными районами ЕТС и положительное над севером Атлантики;

г/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за ноябрь над Западной Европой и положительное над Западной Сибирью;

д/ значительное понижение средней величины геопотенциала Н500 за октябрь по сравнению с сентябрем на востоке Европы и повышение над севером Атлантики;

е/ значительное понижение средней величины геопотенциала Н500 за ноябрь по сравнению с октябрем над Западной Европой и повышение над восточными районами ЕТС.

Второй тип макросиноптических процессов северо-атлантический /Гренландский/, вызывающий умеренно теплые зимы в бассейне р. Дунай.

Для этого типа характерно:

а/ положительное отклонение от нормы среднего давления за период с 15 сентября по 15 ноября над Гренландией и отрицательное над севером ЕТС;

б/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за сентябрь над севером Европы и положительное над Гренландией;

в/ отрицательное отклонение величин геопотенциала Н500 от нормы за октябрь на севере ЕТС и положительное на юго-западе и западе Европы;

г/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за ноябрь над крайними западными районами Европы и положительное над северными районами ЕТС;

д/ понижение средней величины геопотенциала Н500 за октябрь по сравнению с сентябрем на востоке Атлантики и повышение над районами Северной Скандинавии;

е/ значительное понижение средней величины геопотенциала Н500 за ноябрь по сравнению с октябрем над крайними западными районами Европы и повышение над районами Баренцева моря.

Третий тип макросиноптических процессов западно-европейский /Скандинавский/, вызывающий умеренно холодные зимы в бассейне р. Дунай. Для этого типа характерно :

а/ положительное отклонение от нормы среднего давления за период с 16 сентября по 15 ноября над севером Скандинавии, отрицательное над югом Европы;

б/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за сентябрь над югом Европы и положительное над Уралом;

в/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за октябрь над западной Европой, положительное над северо-востоком ЕТС;

г/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за ноябрь над севером Европы и положительное над югом Европы;

д/ понижение средней величины геопотенциала Н500 за октябрь по сравнению

с сентябрем над западом и востоком Европы и повышение над Скандинавским полуостровом;

е/ значительное понижение средней величины геопотенциала Н500 за ноябрь по сравнению с октябрём над востоком Скандинавского полуострова и небольшое повышение над крайним юго-западом Европы.

Четвертый тип макросиноптических процессов восточно-европейский /Карский/, включающий холодные зимы бассейне реки Дунай. Для этого типа характерно :

а/ положительное отклонение от нормы среднего давления за период с 16 сентября по 15 ноября над северо-восточными районами ЕТС и отрицательное над югом Европы и северо-западом Атлантики;

б/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за сентябрь над югом Европы и южными районами ЕТС, положительное над Северным морем;

в/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы над северо-востоком Атлантики и значительное положительное над северными районами ЕТС;

г/ отрицательное отклонение величины геопотенциала Н500 от нормы за ноябрь над Гренландией и положительное над Центральной Европой;

д/ понижение средней величины геопотенциала Н500 за октябрь по сравнению с сентябрем над востоком Скандинавского полуострова;

е/ значительное понижение средней величины геопотенциала Н500 за ноябрь по сравнению с октябрём над Скандинавским полуостровом и повышение над севером Сибири;

Для каждого типа процессов установлены эмпирически характерные и предельные величины барических аномалий, чем увеличивается объективность определения типа зимы.

Исследования показали, что именно в синоптических процессах над Европой периода сентябрь-ноябрь зарождается характер барического режима предстоящей зимы, а следовательно, и ее температурный режим. В связи с этим был сделан подсчет числа основных барических образований над Европой за период сентябрь-ноябрь по приземным синоптическим картам. По числу циклонов и антициклонов был вычислен для периода каждого года /с 1938 по 1963/ коэффициент барического режима путем отношения числа циклонов к антициклонам. При анализе барических коэффициентов было установлено, что чем теплее зима, тем больше величина коэффициента, и чем холоднее она, тем меньше этот коэффициент.

Для прогноза дат начала ледовых явлений на р. Дунай при втором, третьем и четвертом типах макросиноптических процессах используются положения, полученные по материалам барического режима за октябрь в условно принятых районах Европы. Датам начала ледовых явлений, появляющихся в ранние сроки /до 20 декабря/, предшествует положительное отклонение давления от нормы в северных районах, отрицательное в южных. Датам начала ледовых явлений, наступающим в поздние сроки /позже 20 января/, предшествует отрицательное отклонение давления в северных районах, положительное в южных. Для дат начала ледовых явлений, наблюдающихся в сроки, близкие к норме /20.XII - 20.I/, барический режим имеет следующий характер: отрицательное над севером Западной Сибири и югом Европы.

Таблица 1

Средняя температура воздуха по месяцам по каждому типу синоптических процессов в бассейне р. Дунай.

| Тип макросиноп. процессов | Средняя температура воздуха, °С | | | | | | | | | | | | Т и п н эпиз | | | | | | |
|--------------------------------|---------------------------------|-----|------|------|-----|-----|----------|------|------|-----|-----|------|-----------------|--------|-----|-------------------|--|--|--|
| | БУДАПЕШТ | | | | | | БУХАРЕСТ | | | | | | | ИЗМАИЛ | | | | | |
| | XI | XII | I | II | III | XI | XII | I | II | III | XI | XII | | I | II | III | | | |
| Атлантико-средиземно-морской | 3.5 | 1.9 | 2.2 | 1.7 | 6.1 | 4.5 | 1.1 | 0.1 | 0.7 | 5.4 | 6.9 | 3.5 | 2.0 | 0.9 | 5.5 | Теплая | | | |
| Атлантический /Гренландский/ | 4.4 | 1.2 | 0.7 | 2.5 | 5.6 | 5.1 | -0.2 | -2.2 | 0.1 | 4.7 | 6.7 | 0.9 | -0.7 | -1.0 | 3.7 | Умеренно теплая | | | |
| Европейский /Скандинавский/ | 5.6 | 0.6 | -1.9 | 1.1 | 6.3 | 5.6 | -1.2 | -3.4 | -1.6 | 4.5 | 4.8 | 0.2 | -2.4 | -2.2 | 3.7 | Умеренно холодная | | | |
| Восточно-европейский /Карский/ | 5.6 | 1.0 | -5.7 | -3.8 | 3.9 | 4.9 | -1.3 | -6.5 | -4.2 | 2.9 | 4.3 | -1.4 | -7.8 | -8.1 | 3.6 | Холодная | | | |

Таблица 2

Вероятность возникновения среднемесячной температуры воздуха ниже нормы для каждого типа процессов % от общего числа случаев.

| Типы синоптических процессов | Вероятность наступления среднемесячной температуры воздуха ниже нормы % | | | | | | | | | | | | | | | | | | Типы зимы | | | | | | | | | |
|--------------------------------|---|-----|-----|-----|-----|----|-----|-----|-----|----------|----|-----|-----|-----|-----|----|-----|-----|-----------|--------|-----|-------------------|--|--|--|--|--|--|
| | БУДАПЕШТ | | | | | | | | | БУХАРЕСТ | | | | | | | | | | ИЗМАИЛ | | | | | | | | |
| | XI | XII | I | II | III | XI | XII | I | II | III | XI | XII | I | II | III | XI | XII | I | | II | III | | | | | | | |
| Атлантико-Средиземно-морской | 69 | 0 | 0 | 15 | 31 | 87 | 0 | 0 | 26 | 49 | 84 | 0 | 0 | 0 | 26 | 49 | 84 | 0 | 0 | 0 | 57 | Теплая | | | | | | |
| Атлантический /Гренландский/ | 69 | 20 | 10 | 20 | 50 | 64 | 23 | 15 | 26 | 62 | 50 | 27 | 20 | 35 | 10 | 62 | 50 | 27 | 20 | 35 | 10 | Умеренно теплая | | | | | | |
| Европейский /Скандинавский/ | 40 | 67 | 77 | 35 | 40 | 35 | 57 | 57 | 69 | 65 | 50 | 75 | 60 | 75 | 35 | 65 | 50 | 75 | 60 | 75 | 35 | Умеренно холодная | | | | | | |
| Восточно-европейский /Карский/ | 23 | 73 | 100 | 100 | 87 | 25 | 77 | 100 | 100 | 85 | 25 | 100 | 100 | 100 | 69 | 85 | 25 | 100 | 100 | 100 | 69 | Холодная | | | | | | |

ВОЗМОЖНОСТИ ПРОГНОЗА ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА р. ДУНАЙ

Для составления прогноза ледовых явлений по описанной выше методике необходимо определить /по синоптическим материалам сентября-ноября над территорией Европы/ тип будущей зимы. Для этого надо составить /по приземным синоптическим картам/ сборно-кинематические карты /периодные/, а также средние месячные карты АТ 500. На основании указанного выше материала составляются схемы синоптического положения, при помощи которых определяется ожидаемый тип зимы, а следовательно, и ожидаемых ледовых явлений на р. Дунай. По материалам сборно-кинематических карт вычисляется барический коэффициент, по которому также определяется ожидаемый тип зимы.

РЕЗУЛЬТАТЫ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА

В 1963, 1964 и 1965 гг. в конце ноября на основании изложенного выше метода были составлены прогнозы ожидаемых ледовых явлений на р. Дунай. Из трех составленных прогнозов ожидаемой ледовой обстановки только в прогнозе на зиму 1965-66 гг. по Среднему Дунаю ледовые явления оказались более сложными /с образованием ледостава/, чем это предусматривалось в прогнозе. Остальные прогнозы соответствовали наблюдавшимся ледовым явлениям на р. Дунай.

А Н Н О Т А Ц И Я

Основой для долгосрочных прогнозов ледовых явлений на реке Дунай послужила типизация синоптических макропроцессов, наблюдающихся над территорией Европы с сентября по ноябрь. Типизация проводилась с 1938 по 1963 гг. по осредненным приземным и высотным картам.

В результате анализа были выделены четыре типа синоптических процессов, предшествующих различным зимам в бассейне Дуная /теплым, умеренно теплым, умеренно холодным и холодным/.

Предполагаемый тип зимы и, следовательно, характер замерзания Дуная определяется по типовым картам 500-миллибаровой поверхности за сентябрь, октябрь, ноябрь и их отклонениям от норм.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Die Typisierung der über dem Territorium Europas vom September bis November beobachteten synoptischen Makroprozesse war die Grundlage für die langfristigen Vorhersagen der Eiserscheinungen an der Donau.

Die Typisierung wurde für die Periode 1938 bis 1963 mit Hilfe von gemittelten Boden - und Höhenkarten durchgeführt.

Die Analyse erlaubte 4 Typen synoptischer Prozesse auszusuchen, die verschiedenen Wintern /warmen, mässig warmen, mässig kalten und kalten/ im Einzugsgebiet der Donau vorangehen.

Der vermutliche Typ des Winters und also der Charakter des Einfrierens der Donau wird mittels Musterkarten der 500-mb-Fläche für September, Oktober und November und deren Abweichungen vom Normalwert bestimmt.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

11

BUKOVSZKY Gy., (Székesfehérvár)

Vorhersagemethode auf Grund der Auflösung der Differentialgleichung
der nicht permanenten allmählich veränderlichen Wasserbewegung
durch Entwicklung in eine Fourier bzw. exponentielle Reihe

БУКОВСКИ Г., (Секешфегервар)

Метод прогноза на основе решения дифференциального уравнения
неустойчивого медленно изменяющегося режима — с помощью ряда Фурье
или экспоненциального ряда

BUKOVSZKY Gy., (Székesfehérvár)

Predpovedná metóda na základe riešenia diferenciálnej rovnice
nepermanentného, pozvoľne sa meniaceho pohybu vody —
— rozvinutím do Fourierovho (resp. exponenciálneho) radu

BUKOVSZKY Gy., (Székesfehérvár)

Méthode de prévision basée sur la solution de l'équation différentielle
du mouvement non permanent par développement en séries Fourier
ou exponentielle

BUKOVSZKY G., (Székesfehérvár)

Forecasting Method Based on the Solution of the Non Permanent Slowly
Changing Streamflow Differential Equation — Making Use of Fourier
resp. Exponential Series

VORHERSAGEMETHODE AUF GRUND DER AUFLÖSUNG
 DER DIFFERENTIALGLEICHUNG DER NICHT PERMANENTEN
 ALLMÄHLICH VERÄNDERLICHEN WASSERBEWEGUNG DURCH
 ENTWICKLUNG IN EINE FOURIER - BZW. EXPONENTIELLE REIHE

Dipl. - Ing. Gy. BUKOVSKY
 Wasserwirtschaftsdirektion Székesfehérvár - Ungarn

1. Die Methode geht von den, die allmählich veränderliche nicht permanente Strömung bei freiem Wasserspiegel beschreibenden Differentialgleichungen der Kontinuität und Dynamik /nach de Saint-Venant/ aus. Bekanntlich können diese Differentialgleichungen in ihrer vollständigen Form derzeit nicht gelöst werden. Deshalb greift man bei der Lösung

- 1/ zum Differenzenverfahren
- 2/ macht ergänzende Annahmen, oder
- 3/ berücksichtigt Möglichkeiten der Vereinfachung.

In unserem Bericht verfolgen wir ein Verfahren, das diesen Vereinfachungsmöglichkeiten Rechnung trägt.

Im Falle von Hochwasserwellen, bei denen die Wellenhöhe im Vergleich zur Wellenlänge gering ist, kann nach A. Daubert [1] in der dynamischen Gleichung das Glied, das die Beschleunigung und die Geschwindigkeitsänderung zum Ausdruck bringt, vernachlässigt werden. Unser Gleichungssystem erhält folgende Form:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad /1/$$

worin

$$\frac{\partial z}{\partial x} = -J \quad /2/$$

- z - Höhenkote des freien Wasserspiegels
- B - Wasserspiegelbreite
- J - Gefälle der Energielinie
- x - krummlinige Abszisse entlang des Gerinnes
- t - Zeit
- Q - Abfluss

Nach der Vernachlässigung wird unser Gleichungssystem parabolisch und wir können folgende Differentialgleichung schreiben

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \gamma \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad /3/$$

worin

$$c = \frac{1}{B} \left/ -\frac{\frac{\partial J}{\partial z}}{\frac{\partial J}{\partial Q}} + \frac{1}{B} \frac{\frac{\partial B}{\partial Q} - J \frac{\partial B}{\partial z}}{\frac{\partial J}{\partial Q}} \right/ \quad 14/$$

$$\gamma = \frac{1}{B \frac{\partial J}{\partial Q}} \quad 15/$$

c wird die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle genannt. Sie ergibt sich als Summe von zwei Gliedern: das erste Glied bedeutet die Fortpflanzungsgeschwindigkeit nach Seddon, das zweite ist ein, die Form zum Ausdruck bringendes Glied, das vollständig verschwindet, wenn die Ufer des Gerinnes lotrecht und parallel bleiben.

γ wird der Dämpfungsfaktor genannt, auf dessen Einfluss sich die Welle verformt und verflacht.

Gleichung /3/ dient als Grundlage für sehr viele Methoden bezüglich der Wellenfortpflanzung und der Hochwasservorhersage. In der angegebenen Form wurde sie von A. Daubert eingeführt. Diese Gleichung lässt sich auch für die Wassertiefe benutzen.

Für einen Rechteck-Querschnitt und ein konstantes Gefälle hat Shoitiro Hayami [2] folgende Differentialgleichung abgeleitet,

$$\frac{\partial m}{\partial t} + c \frac{\partial m}{\partial x} = \gamma \frac{\partial^2 m}{\partial x^2} \quad 16/$$

woraus wir unter Anwendung der Formel nach Chézy für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit den klassischen Wert

$$c = \frac{3}{2} v \quad 17/$$

erhalten, wobei

m - Wassertiefe (=Wasserstand über der Sohle/

v - mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt.

Bei konstanten Koeffizienten erhielt er mit Hilfe der Fourier-schen Transformation die Lösung des auf die Halbgerade bezogenen Anfangswertproblems in Form

$$m = m_0 + \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{\frac{c}{2\gamma} x} \cdot \int_0^{\infty} F\left(t - \frac{x^2}{4\gamma \xi^2}\right) \cdot e^{-\xi^2 - \frac{\left(\frac{c}{2\gamma}\right)^2 \cdot x^2}{4\xi^2}} \cdot d\xi \quad 18/$$

worin m_0 die Wassertiefe im, der Hochwasserwelle vorangehenden permanenten Zustand bedeutet.

Unter diesen Bedingungen lässt sich auch für den Abfluss eine Lösung finden.

11.3

2. Zur Auflösung der Gleichung /3/ führt die Tatsache, dass sich der Abfluss als ortsabhängige Funktion der Querschnittsabmessungen und des Gefälles ausdrücken lässt.

Durch zweckdienliche Wahl der funktionellen Beziehung kann die Rechnung erheblich vereinfacht werden. Zu diesem Zweck erachten wir die Untersuchung folgender - von der Aufgabenstellung abhängigen - vereinfachender Möglichkeiten für notwendig:

- a. Der Abfluss lässt sich als Funktion von Wassertiefe und Gefälle ausdrücken:

$$Q = B_0 k m^n J^{1/2} \quad /9/$$

wobei k der Geschwindigkeitsbeiwert, B_0 und n konstant sind.

- b. Die Querschnittsfläche wird als Funktion der Wassertiefe ausgedrückt, also

$$F = B_0 m^2 \quad /10/$$

- c. Die Quadratwurzel des Gefälles kann durch die ersten zwei Glieder ihrer Taylor-Reihe ersetzt werden und zwar

$$J^{1/2} = \frac{i + J}{2i^{1/2}} \quad /11/$$

worin i das Spiegelgefälle bei permanenter Bewegung bedeutet.

- d. Der Einfluss der Änderungen der Querschnittsabmessungen und des Gefälles i kann vernachlässigt werden.

Für die Punkte a. und b. erübrigt sich jegliche Erörterung, da ja die Abflusskurve, bzw. Kurvenschar in der Regel als Potenzprodukt geschrieben wird. Dasselbe gilt auch für die Querschnittsfläche. Ansonsten entspricht für die Lösung auch die Schreibart durch die betreffende Potenzreihe, in einzelnen Fällen ist diese sogar noch zweckdienlicher.

Übt die Gefälleänderung keinen übermäßig grossen Einfluss aus, dann ist die Annäherung c. zweifelsohne zulässig. Nehmen wir z.B. die Donau, bei der die Gefälleänderung um $\pm 20\%$ liegt! Da ist die Annäherung auf 1% genau. Überschreitet die Gefälleänderung 20%, dann benützt man die ursprüngliche Quadratwurzelform.

Falls die Vorhersage zwischen zwei benachbarten Pegelstationen untersucht wird, dann können wir innerhalb dieser Strecke das Flussbett als prismatisch betrachten, und der Einfluss der Änderung des, der permanenten Bewegung entsprechenden, Gefälles kann vernachlässigt werden. Bei stark veränderlichem Querschnitt, bei Gefälleänderung, sowie im Falle entfernter liegender Profile muss auch der Einfluss der veränderlichen Bettabmessungen berücksichtigt werden. In diesem Fall wird die Potenzreihe angewendet.

Mit Rücksicht auf die Beziehungen /9/ und /10/ gestaltet sich die Gleichung /3/ folgend:
für den Abfluss:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{n}{l} k \cdot m^{n-1} J^{1/2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{k m^{n-1+1}}{2l J^{1/2}} \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad /12/$$

bzw. für die Wassertiefe:

$$\frac{\partial m}{\partial t} + \frac{n}{l} k m^{n-1} J^{1/2} \frac{\partial m}{\partial x} = \frac{k m^{n-1+1}}{2l J^{1/2}} \cdot \frac{\partial^2 m}{\partial x^2} \quad /13/$$

Das Rechnen mit dem Abfluss ist kompliziert; der dem gegebenen Wasserstand entsprechende Abfluss lässt sich nämlich nur mit Berücksichtigung der Gefälleänderung berechnen. Bei Flüssen ist die Höhe des Wasserstandes ein stark ortsabhängiger Wert.

Wegen dieser Schwierigkeiten werden wir unsere Differentialgleichung - insofern die Annahme d. zulässig ist - gemäß den Werten, der auf den permanenten Zustand bezogenen Abflusskurve lösen. Für Pegelprofile können Abflusskurven einfach hergestellt werden, bzw. stehen solche schon zur Verfügung, sodass der Übergang von den Wasserständen auf die Abflüsse und zurück einfach vor sich geht.

Mit Rücksicht auf Bedingung c. lautet unsere Gleichung:

$$\frac{\partial m}{\partial t} + c \frac{\partial m}{\partial x} = \gamma \frac{\partial^2 m}{\partial x^2} \quad /14/$$

worin

$$c = \frac{n}{l} \cdot k \cdot m^{n-1} \cdot \frac{2i \frac{\partial m}{\partial x}}{2i^{1/2}} \quad /15/$$

$$\gamma = \frac{k m^{n-1+1}}{2l} \cdot \frac{2i - \frac{\partial m}{\partial x}}{2i^{3/2}} \quad /16/$$

Die Gleichungen /12/, /13/, /14/ sind nicht lineare, sondern parabolische Differentialgleichungen.

2 - 1. Bei geringer Wellenhöhe werden c und γ als konstant vorausgesetzt, die Differentialgleichung wird linear und kann mit Hilfe der Laplaceschen-Transformation, der Fourierschen Methode mit dem Ähnlichkeitsverfahren oder mittels Reihenentwicklung gelöst werden.

2 - 11. Die Laplacesche-Transformation wurde bei kleinen Einzugsgebieten mit gutem Erfolg durch Umformung der Differentialgleichung auf die Konstruktion von Einheitshydrographen herangezogen. Diese Lösungsart soll hier nicht ausführlicher behandelt werden.

11.5

2 - 12. Wählt man das Ähnlichkeitsverfahren, dann erhält man durch Umformung

$$Z = \frac{x}{\sqrt{t}} \quad /17/$$

die Gleichung in der Form

$$\frac{\partial m}{\partial Z} = C_0 \cdot \frac{-(z - z_0/\sqrt{t})^2}{\sqrt{t}} \quad /18/$$

Diese Gleichung kann bei verschiedensten Anfangs- und Randbedingungen gelöst werden. Zum Beispiel nehmen wir an, dass $M(x, t)$ die Lösung für die Ausgangsbedingung

$$m(0, t) = \begin{cases} m_0 & \text{wenn } t > 0 \\ 0 & \text{wenn } t < 0 \end{cases} \text{ ist} \quad /19/$$

Auf Grund des Prinzips von Duhamel ist bei der Ausgangsbedingung

$$m(0, t) = \begin{cases} 0 & \text{wenn } t < 0 \\ M(\tau) & \text{wenn } t > 0 \end{cases} \quad /20/$$

die Lösung des allgemeinen Ausgangswertproblems

$$m(x, t) = \int_0^t \frac{\partial M}{\partial \tau}(z, t - \tau) M(\tau) d\tau \quad /21/$$

Bei allgemeinen Ausgangsbedingungen ist die Lösung der Differentialgleichung selbst im Falle von konstanten Koeffizienten schwerfällig. Aus diesem Grund wird die Methode der Reihenentwicklung gewählt.

2 - 13. Bei Problemen ohne Ausgangswert ist $m(0, t)$ bekannt, gesucht wird $m(x, t)$.

Die Randfunktion wird in Gestalt einer orthogonalen exponentiellen Funktionsreihe gegeben, d.h.

$$m(0, t) = a_0 + a_1 e^{\alpha_1 t} + a_2 e^{2\alpha_2 t} + \dots + a_n e^{n\alpha_n t} \quad /22/$$

Die Lösung wird in der Form

$$m(x, t) = a_0 + a_1 e^{\alpha_1 t + \beta_1 x} + a_2 e^{2\alpha_2 t + \beta_2 x} + \dots + a_n e^{n\alpha_n t + \beta_n x} \quad /23/$$

gesucht.

Im Falle einer Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten lässt sich das Gesetz der Superposition anwenden, sodass die β Koeffizienten gliederweise berechnet werden können.

Die Werte ϑ und α können reell oder imaginär sein. Im Falle von imaginären Koeffizienten haben wir es mit einer Fourier-Reihe zu tun.

2 - 131. Benützt man die Entwicklung in eine Fourier-Reihe zur Berechnung der Koeffizienten β , dann empfiehlt sich folgende Umformung:

$$m(x,t) = e^{2t + \omega x} \cdot u(x,t) \quad /24/$$

Nach Umformung schreibt sich die Differentialgleichung in Form

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \gamma \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad /25/$$

worin

$$\omega = \frac{c}{2\gamma} \quad /26/$$

und

$$\lambda = -\frac{c^2}{4\gamma} \quad /27/$$

Die Koeffizienten werden gliederweise, d.h. die Randbedingungsfunktion

$$m_1(0,t) = \vartheta_1 e^{i\alpha t} \quad /28/$$

lautet umgeordnet

$$u_1(0,t) = \vartheta_1 e^{i\alpha t - 2t} \quad /29/$$

sodann in /25/ eingesetzt, gilt

$$-2 + i\alpha = \gamma \beta_i^2 = \gamma (\beta_r + i\beta_k)^2 \quad /30/$$

in der i die imaginäre Einheit bezeichnet.

Aus Gleichung /30/ ist

$$\beta_r = -\frac{1}{\sqrt{\gamma}} \sqrt{\frac{-2 + \sqrt{2^2 + \alpha^2}}{2}} \quad /31/$$

$$\beta_k = \frac{\alpha}{2\gamma\beta_r} \quad /32/$$

und die Auflösung der Gleichung

$$m_1(x, t) = a_1 e^{(\omega - \beta_v)x} \cdot \cos(\alpha t - \beta_k \cdot x) \quad /33/$$

worin

$$\beta_v > \omega$$

Das Ergebnis für $m_1(x, t)$ laut /33/ ist überaus anschaulich. Der Exponent $(\omega - \beta_v)$ bringt die Abflachung der Welle zum Ausdruck, der Faktor $(\beta_k \cdot x)$ in der Kreisfunktion hingegen die Ausbreitung der Welle /Abb.1/.

2 - 132. Bei der Entwicklung in exponentielle Reihen errechnen sich die Koeffizienten leichter, die Randbedingungsfunktion ist jedoch schwieriger zusammenzustellen. Die Koeffizienten können auch hier gliederweise berechnet werden, mit der Bedingung

$$m_1(0, t) = a_1 e^{\alpha t} \quad /34/$$

Die Lösung sucht man in der Form

$$m_1(x, t) = a_1 e^{\alpha t + \beta_1 x} \quad /35/$$

Den Koeffizienten β_1 errechnet man aus der Gleichung zweiten Grades

$$\alpha + c\beta_1 = \gamma\beta_1^2 \quad /36/$$

2 - 14. Das im Punkt 2-13 behandelte Problem ohne Ausgangswerte findet vor allem im sog. Flood-routing Verfahren Anwendung und eignet sich zur Berechnung von Pegelbeziehungen.

Bei täglichen Vorhersagen ist der Ausgangswert

$$m(x, 0)$$

bekannt. Gesucht wird

$$m(x, t)$$

Ausserdem müssen die Randbedingungen für die Zu- und Austritt-Querschnitte der untersuchten Flussstrecke bekannt sein.

Die Lösung kann auch durch Reihenentwicklung erfolgen. Ähnlich wie im vorhergehenden Punkt benützen wir auch hier die Entwicklung in eine orthogonale Reihe, die Rechenfolge wechselt aber: bekannt ist nun das β , gesucht wird der Beiwert α .

Zahlenbeispiel

Die Aufgabe für die tägliche Vorhersage lautet: bekannt sind die Tageswasserstände in drei Pegelprofilen der Donau. Gesucht wird für den folgenden Tag der Pegelstand im untersten Profil.

| Tag | M e e s w e r t e | | | | | | Vorhersage am 7. 4. für Dombori | | Abweichung in % des Abflusses |
|------------------|------------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|----------------------|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| | Nagymaros km 1694,6 | | Budapest km 1646,5 | | Dombori km 1506,7 | | Pegel- stand | Ab- fluss | |
| | Pegel- stand | Ab- fluss | Pegel- stand | Ab- fluss | Pegel- stand | Ab- fluss | | | |
| | cm | m ³ /s | cm | m ³ /s | cm | m ³ /s | cm | m ³ /s | |
| 7. April | 350 | 3744 | 475 | 3710 | 462 | 3440 | | | |
| 8. April 1962 | | | | | 492 | 3650 | 501 | 3720 | + 2 |

Die Lösung suchten wir auf Grund der Funktionsreihe /23/, d.h. unter Berücksichtigung der ersten zwei Glieder

$$Q(x, t) = a_0 + a_1 e^{\beta_1 x + \alpha t} \quad /37/$$

Die Konstanten der Funktion errechneten wir aus den Ergebnissen der in den drei Pegelstationen der Tabelle durchgeführten Abflussmessungen, ferner mit Hilfe der Gleichung /36/.

Nur im günstigsten Fall gelingt es, die Ausgangsfunktion mit den ersten zwei Gliedern der Exponentialreihe zusammenzustellen, und zwar wenn diese innerhalb der Untersuchungsstrecke keinen Extremwert oder keine Inflexion hat. Im allgemeinen müssen die ersten drei Glieder der Exponentialreihe herangezogen werden.

2 - 2. Bei grosser Wellenhöhe können die Koeffizienten β und α nicht als Konstante betrachtet werden.

Falls die Entfernung zwischen den zwei Profilen gering ist, sind β und α nur als mit der Zeit veränderliche Werte aufzufassen und an Stelle der Beziehungen /9/ und /10/, in denen die Exponenten ganze Zahlen sind, ist die Entwicklung in Potenzreihe zu bevorzugen.

2 - 3. Liegen die Profile in grösserer Entfernung, dann ist auch die Veränderlichkeit von β und α mit x zu berücksichtigen. Die Rechen-technik stimmt im wesentlichen mit der vorherigen überein. In der Regel kann der Einfluss der Querschnittsänderung auch nicht mehr vernachlässigt werden.

3. Die Differentialgleichung der Hochwasserwellen, besonders in ihrer von A. Daubert aufgeschriebenen Form, bietet zahlreiche Möglichkeiten für die Ausarbeitung von Vorhersagen.

In unserem Beitrag haben wir auf einige Kürzungsmöglichkeiten bei der Lösung mit Hilfe von Entwicklung in Fourier- bzw. Exponentialreihen hingewiesen.

Diese Methode ist noch neu und das Thema kann nicht als abgeschlossen gelten. Wahrscheinlich können noch zahlreiche rechnungstechnische Kniffe eingeführt werden. Der Kreis der Kürzungsmöglichkeiten lässt sich auch ausweiten und die Rechengenauigkeit erhöhen.

Literatur

- [1] Daubert A., Quelques aspects de la propagation des crues. La Houille Blanche. Grenoble, 1964, No 3
- [2] Shoitiro Hayami; On the propagation of flood waves - Disaster prevention research Institute, Tokyo, Bulletin No 1, Dec. 1951

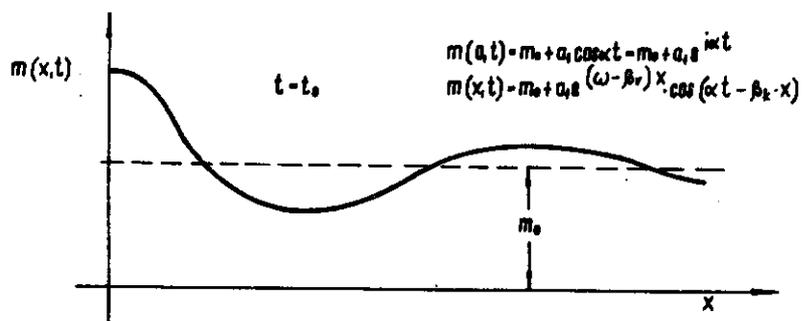


Abb. 1

А Н Н О Т А Ц И Я

У паводковых волн, высота которых в сравнении с их длиной не большая, можно в динамическом уравнении пренебречь членами означавшими ускорение и изменение скорости /1/. Дифференциальное уравнение постоянного движения при свободной поверхности при таком упрощении становится параболическим т.е. не линейным.

В лучшем случае, если исследуемый участок реки короткий а высота исследуемой волны малая - можно дифференциальное уравнение считать уравнением с линейными коэффициентами. Если относительная высота волны /или длина участка/ переступит определенную границу, нужно принять во внимание изменение коэффициентов во времени /или по длине/.

Приводятся решение развитаем в ряд Фурье или в экспоненциальный ряд; далее приведены некоторые возможности упрощения расчетов.

Применение метода в области гидрологических прогнозов показано на примере для определенного участка Дуная.

R É S U M É

Dans le cas des ondes de crue ou la hauteur de l'onde est faible par rapport à sa longueur, les membres exprimant l'accélération et la variation de la vitesse sont négligeables dans l'équation dynamique du mouvement [1].

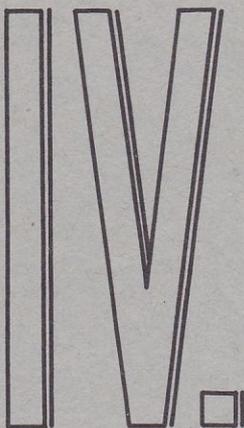
L'équation différentielle du mouvement non permanent graduellement varié à surface libre devient - après cette omission - parabolique c. a. d. non-linéaire.

Dans le meilleur des cas - si le secteur en question du cours d'eau est court, et la hauteur de l'onde étudiée est faible - on peut considérer l'équation différentielle comme une équation différentielle à coefficients constants. Si la hauteur relative de l'onde /ou la longueur du secteur/ dépasse une certaine limite il faut tenir compte de la variation des coefficients selon de temps /ou selon la longueur/.

L'étude esquisse la solution par développement en séries Fourier ou exponentielle, ensuite elle montre quelques possibilités de simplification du calcul.

L'application de la méthode dans le domaine des prévisions hydrologiques est démontrée par un exemple concernant un secteur du Danube.

La méthode de solution proposée est relativement nouvelle, donc on ne peut pas la considérer encore comme finie. Ils existent encore sans doute nombreuses pratiques techniques et simplifications à introduire.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

12

САПОЖНИКОВ В. И., (Москва)

Учет неравномерности стока в речных бассейнах при прогнозе расходов
и уровней воды

SAPOSHNIKOW W. I., (Moskau)

Berücksichtigung des ungleichmässigen Abflusses in Flussbecken
bei der Durchfluss- und Wasserstandsprognose

SAPOŽNIKOV V. I., (Moskva)

Uváženie nerovnomerného odtoku z povodia pri predpovediach prietokov
a vodných stavov

SAPOSHNIKOV V. I., (Moscou)

Application de l'écoulement permanent varié du bassin versant
pour les prévisions des débits et des niveaux d'eau

SAPOSHNIKOW W. I., (Moscow)

Considering the Non Uniform Catchment Area Runoff at the Gage Height
and Discharge Forecasting

УЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОСТИ СТОКА В РЕЧНЫХ БАСЕЙНАХ ПРИ ПРОГНОЗЕ РАСХОДОВ И УРОВНЕЙ ВОДЫ

Доктор географических наук
САПОЖНИКОВ В. И.

Гидрометеорологический научно-
исследовательский центр СССР Москва.

Поступление воды на поверхность бассейнов от дождей и снеготаяния происходит крайне неравномерно. Опыт показывает, что учет этой неравномерности в схемах, применяемых для предсказания стока, улучшает качество прогнозов расходов и уровней воды.

Ниже кратко излагаются некоторые предложения по учету неравномерности стока. В практике прогнозов стока рек [4] применяют следующие основные уравнения.

$$q = Q_H \pm \frac{\Delta W}{\Delta t} \quad (1)$$

$$q = \frac{F}{f_1 + f_2 + \dots + f_n} \sum_{i=1}^n \left(Q_i \pm \frac{\Delta W_i}{\Delta t} \right) \quad (2)$$

$$q_n = Q_H - Q_B \pm \frac{\Delta W}{\Delta t} \quad (3)$$

$$q = \sum_{\tau=1}^{\tau_{nc}} K_i \eta h p_c(\tau) \quad (4)$$

$$Q_{H,t} = \sum_{\tau=1}^{\tau_{nc}} q_{t-\tau} R(\tau) \quad (5)$$

$$Q_{H,t} = \sum_{\tau=1}^{\tau_B} Q_B \tau(\tau) \quad (6)$$

$$Q_H = \sum_{\tau=1}^{\tau_B} Q_B \tau(\tau) + \sum_{\tau=1}^{\tau_{nc}} q_n R_n(\tau) \quad (7)$$

где h - слой талой и дождевой воды, поступившей на поверхность водосбора, в мм;
 F и f - площади бассейнов большой и малой рек; η - коэффициент стока, K_i - коэффициент размерности, q и q_n - приток воды в речную сеть всего бассейна и его части, в м³/сек; Q_B и Q_H - средние за время Δt расходы воды в верхнем и нижнем створах участка, в м³/сек; ΔW - изменение запасов воды в речной сети;
 $p_c(\tau)$, $R(\tau)$ и $\tau(\tau)$ - кривые, характеризующие последовательность добегания, соответственно, притока воды в речную сеть /склонового стока/, руслового стока во всей речной сети и расходов воды на участке /сумма ординат каждой такой кривой равна единице/;
 τ_{nc} , τ_{nr} и τ_B - максимальное время добегания склонового, руслового стока в бассейне и расходов воды на участке.

Уравнения /1/, /2/ и /3/ используются для определения притока воды в реч-

ную сеть по данным о расходах воды на основных и малых реках. Величины этого притока, вычисленные по гидрометрическим данным до момента прогноза и по метеорологическим данным уравнения /4/ на период заблаговременности, учитываются при прогнозе расходов воды замыкающем створе по уравнению /5/.

Для расчета трансформации расходов воды верхних створов на бесприточном участке до нижнего створа применяется уравнение /6/. На приточных участках в основу прогноза расходов воды кладется уравнение /7/.

Если на участке в реку впадают крупные притока с одинаковыми условиями добегания воды и верхние створы на основной реке и притоках равноудалены от нижнего створа, то в уравнении /7/ принимается $Q_B = \sum_{i=1}^N Q_i$, где N число верхних расходных створов. При разных условиях добегания воды на основной реке и ее притоках в уравнении /7/ первый член правой части будет состоять из нескольких слагаемых. Кривые $z(t)$ для расчета трансформации расходов воды отдельных притоков к замыкающему створу можно получить по таким же кривым, характеризующим добегание воды от верхних створов на притоках до основной реки и от устьев притоков до замыкающего створа на основной реке. Эти функции могут определяться на основании гидравлических и морфометрических характеристик участков [1].

Обычно поступление воды на поверхность бассейнов и в речную сеть от дождей /снеготаяния/ происходит неравномерно. Большие изменения происходят также при перемещении водных масс по склонам и руслам рек.

При прогнозе расходов воды, основанном на использовании уравнений /4 - 7/, часто кривые добегания $p_c(t), R(t) \text{ и } z(t)$ принимаются постоянными, так как они в среднем с практически приемлемой точностью отражают условия добегания воды. Однако в ряде случаев для повышения точности прогнозов используются переменные кривые добегания, которые позволяют в известной мере учитывать неравномерность движения воды по склонам и руслам рек.

Так например, при прогнозе притока воду в речную сеть по осадкам кривые $p_c(t)$ изменяются в зависимости от характеристик потерь стока в бассейне [4,5]. При большой иссушенности бассейна и агротехнических мероприятиях, способствующих задержанию воды на поверхности, стекание воды в русла происходит в основном с участков бассейна непосредственно прилегающих к речной сети. Кривые, характеризующие перемещение вод в таких условиях, имеют наибольшие значения начальных ординат. С уменьшением потерь стока, площадь с которой стекает вода увеличивается, а следовательно увеличиваются значения средних ординат кривой $p_c(t)$.

При прогнозе притока талых вод в речную сеть во время снеготаяния более приемлемые результаты дает использование переменных кривых добегания, изменение которых ставится в зависимость от степени покрытия снегом местности. Такого рода кривых приближенно учитывают изменение условий добегания воды по склонам бассейна во время снеготаяния.

В зависимости от наполнения русловой сети водой скорость перемещения паводков по руслам рек изменяется. Для больших значений притока воды в русла кривые добегания руслового стока $R(t)$ имеют наибольшие величины максимальных ординат и наименьшую продолжительность кривой (t_{np}) . Небольшое наполнение русел характеризуется замедленным перемещением водных масс и кривая добегания для этих условий имеет меньшие по величине максимальные ординаты и большую продолжительность

кривой. Учет переменных кривых добегания в зависимости от наполнения водой русел улучшает результаты предсказания расходов воды по формуле /5/.

Аналогичные изменения в зависимости от величины расходов воды имеют кривые добегания $\tau(\tau)$ для расчета расходов воды в нижнем створе по данным о расходах на верхнем створе.

Значительное влияние на формирование гидрографа стока оказывает неравномерное снеготаяние или выпадение осадков в бассейне по длине речной сети.

Неравномерность стока в бассейне можно учитывать по схеме предложенной Г.П. Калинин и П.И. Мильковым [7] :

$$Q_t = \frac{1}{t} \left[q_1 f_1 + q_2 f_2 \frac{t}{\tau} + \frac{q_3 f_3}{2!} \left(\frac{t}{\tau} \right)^2 + \frac{q_4 f_4}{3!} \left(\frac{t}{\tau} \right)^3 + \dots + \frac{q_n f_n}{(n-1)!} \left(\frac{t}{\tau} \right)^{n-1} \right] e^{-\frac{t}{\tau}} \quad /8/$$

где Q_t - расход воды в замыкающем створе бассейна; q_i - слой притока воды в русловую сеть с площади f_i , примыкающей к i -ому характерному участку реки, число которых n ; τ - время добегания воды на характерном участке, t - время. Однако для решения этого уравнения надо иметь весьма подробные гидрометрические данные и трудоемкие расчеты производить на электронных вычислительных машинах.

При прогнозе паводков неравномерность поступления воды на бассейн практически удобно учитывать по притоку воды в речную сеть верхней и нижней частей бассейна. В этом случае, используя формулы /1/ и /3/, по расходам воды определяется приток в речную сеть, который с помощью кривых добегания для верхней и нижней частей бассейна, пересчитывается в значении расходов воды в замыкающем створе.

Расходы воды в верхнем створе реки рассчитываются по данным о притоке в речную сеть верхней части бассейна, пользуясь уравнением /5/. Расчет трансформации расходов воды верхнего стока на участке до нижнего стока производится по уравнению /6/.

Зная кривую добегания $R_g(\tau)$ для расчета расходов воды в верхнем створе и кривую добегания $\tau(\tau)$ для нижнего участка, можно получить кривую добегания $R'(\tau)$, с помощью которой по уравнению /5/ производится расчет расходов воды в нижнем створе по данным о притоке в речную сеть верхней части бассейна.

Промежуточный приток воды на нижнем участке реки Q_{nn} определяется по равенности расходов воды в замыкающем створе и трансформированных расходов Q' верхнего стока: $Q_{nn} = Q_n - Q'$. Затем разрабатывается методика расчета этого притока по данным о поступлении воды в русловую сеть. Для этого используется второй член правой части уравнения /7/.

Общий расход воды в нижнем створе реки вычисляется по данным о притоке в речную сеть верхней q_B и нижней q_H частей бассейна по уравнению /7/, которое записывается в таком виде

$$Q_n = \sum_{\tau=1}^{\tau_H} q_B R'(\tau) + \sum_{\tau=1}^{\tau_H} q_H R_H(\tau) \quad /9/$$

С помощью этого уравнения достигается учет неравномерности поступления воды в речную сеть по длине речной сети.

Схема расчета /9/ использована нами для разработки методики прогноза расходов воды во время половодья р. Оки у с. Нижнего Избыльца /площадь бассейна 244 000 км²/ [6]. Бассейн Оки был разделен на две части: от истока до с. Половского /99 000 км²/ и от Половского до Н.Избыльца / 145 000 км² /. Длина Оки на этих участках составляет соответственно 850 и 564 км. Кривые добегания необходимые для расчета трансформации притока воды в речную сеть верхней $R_в(t)$ и нижней $R_н(t)$ частей бассейна и расходов воды на нижнем участке $z(t)$ определялись подбором при помощи электронно-моделирующей машины [2]

Чтобы по кривым добегания $R_в(t)$ и $z(t)$ получить кривую $R'(t)$, позволяющую по уравнению /5/ пересчитывать приток воды в речную сеть верхней части бассейна Оки до Половского непосредственно в расходы воды у Н.Избыльца, необходимо каждую ординату одной кривой умножить на все ординаты другой. Суммы этих произведений с учетом времени добегания дадут ординаты кривой $R'(t)$. В табл. 1 приведены исходные кривые $R_в(t)$, $z(t)$ и полученная по ним кривая $R'(t)$, а также дана кривая $R_н(t)$ для расчета промежуточного притока, отнесенного к нижнему створу.

Из таблицы видно, что приток воды в русловую сеть выше Половского, начинает сказываться у Н.Избыльца только спустя 10 суток. Максимальное влияние этого притока происходит через 18 суток. С наиболее удаленных частей бассейна приток достигает нижнего створа через 30 суток.

Приток воды в речную сеть нижней части Оки от Половского до Н.Избыльца наибольшее влияние на расходы воды у нижнего пункта оказывает спустя 8 суток, прекращается его влияние через 20 суток.

Пример расчета гидрографа Оки у Н. Избыльца по уравнению /9/ показан на рис. 1.

Прогноз расходов воды в нижнем створе производится по притоку воды в речную сеть, вычисленному по гидрометрическим данным для верхней и нижней частей бассейна до момента составления прогноза и ожидаемому притоку на последующее время. Последний может вычисляться по данным о снеготаянии или об осадках с помощью уравнения /4/ или, например, по типовой кривой спада притока во время половодья и дождевых паводков. Типовые кривые спада притока для верхней и нижней частей бассейна Оки выражаются соотношениями: $q_{в,t+2} = 0,6 q_t$ и $q_{н,t+2} = 0,8 q_t$ где t - дата. По ним предсказываются величины притока воды через каждые двое суток периода заблаговременности прогноза.

Чтобы получить зависимости для предсказания расходов воды с постоянной заблаговременностью, надо пользуясь данными приведенными в табл. 1, записать соответствующие уравнения в форме для прогнозов. Для этого в формулах /5,6,7/ производится замена $t = n + T$, где n - дата прогноза, T - заблаговременность в днях. Неизвестные на последующее время величины притока оцениваются по типовым кривым в зависимости от величины притока в момент прогноза. Затем производя соответствующие подстановки и сгруппировав в этих уравнениях известные к моменту прогноза величины, получим зависимости для предсказания расходов воды с разной заблаговременностью. В качестве примера в табл. 2 приведены коэффициенты при расходах у Половского Q_n и притоке в русла верхней $q_в$ и нижней $q_н$ частей бассейна. Эти коэффициенты используются в уравнениях для прогноза расходов воды р. Оки у Н.Избыльца с заблаговременностью 6,12 и 18 суток. По этим уравнениям прог-

нов расходов воды дается, начиная с максима притока воды в речную сеть, т.е. примерно с начала подъема воды в нижнем створе.

Из этих примеров видно, что в формировании ожидаемых расходов воды с изменением заблаговременности прогноза изменяется степень участия притока воды в речную сеть верхней Q_B и нижней Q_H частей бассейна, а также расходов верхнего створа у Половского Q_P . При заблаговременности прогноза расходов воды у Н.Ивбыльда до 6 суток можно пользоваться расходами воды у Половского и притоком в речную сеть промежуточной площади. Прогноз расходов с заблаговременностью более 18 суток составляет по притоку воды в речную сеть верхней и нижней частей бассейна.

В последние годы с практику внедряется способ, который позволяет предсказывать расходы воды в замыкающем створе по данным о притоке воды в речную сеть и осадкам на частных бассейнах [3]. Для трансформации притока и осадков в значения расходов воды используется серия частных кривых добегания. В этом случае бассейн делится на n частей. Для каждой такой площади по данным о расходах воды малых рек вычисляется приток в речную сеть по уравнению, например, /2/. Расчет расходов воды в нижнем створе производится по формуле

$$Q = \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{F} \sum_{t=1}^{T_{np}} q_i R_i(t) \quad /10/$$

где f и F - площади i -ой части и всего бассейна, q_i и $R_i(t)$ - приток для i -ой площади и кривая добегания для расчета его трансформации.

Для определения кривых добегания, позволяющих рассчитывать сток в нижнем створе по притоку воды в речную сеть для каждой частной площади, используется ряд приемов. Параметры частных кривых добегания вычисляются на основании приближенного учета гидравлических и морфометрических характеристик потока и русла.

Л И Т Е Р А Т У Р А

- [1.] Калинин Г.П., Миллюков П.И.
Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс.
Труды ЦУП, вып. 66, 1958.
- [2.] Калинин Г.П., Миллюков П.И., Нечаева Н.С.
Простая электронная моделирующая установка для прогноза паводков.
Метеорология и гидрология №8, 1960.
- [3.] Левин А.Г.
Учет неравномерности водоотдачи бассейна с помощью частных кривых добегания.
Метеорология и гидрология №3, 1966.

- [4.] Руководство по гидрологическим прогнозам, выпуск 1. Краткосрочные прогнозы расходов и уровней воды на реках.

Гидрометеиздат, Л. 1964.

- [5.] Сапожников В.И.

Прогноз стока рек в бассейне Волги по русловым запасам воды и притоку в речную сеть.

Гидрометеиздат, М. 1960.

- [6.] Сапожников В.И.

Приближенный способ учета неравномерности поступления воды в речную сеть при прогнозе стока.

Метеорология и гидрология, №9, 1964.

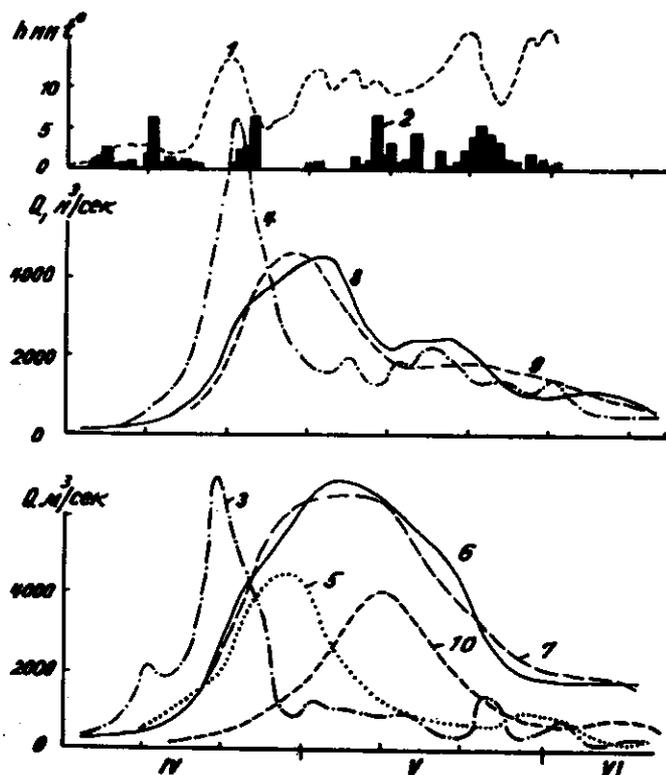


Рис. 1. Совмещенные графики для р. Оки до Н.Избыльца за 1956 г. Температура воздуха /1/, осадки /2/, приток в речную сеть Оки выше /3/ и ниже /4/ Половского; расходы воды у Половского /5/; фактические /6/ и предвычисленные /7/ расходы у Н. Избыльца; промежуточный приток фактический /8/ и предвычисленный /9/ на нижнем участке Оки; трансформированные расходы Половского на участке до Н. Избыльца /10/.

Срдинаты кривых добегания воды для р. Оки
до с. Нижнего Избыльца.

| Время t в сутках | $Q_p(t)$ | $z(t)$ | $R'(t)$ | $Q_H(t)$ |
|-----------------------|----------|--------|---------|----------|
| 2 | 0.02 | 0 | 0 | 0.04 |
| 4 | 0.10 | 0 | 0 | 0.12 |
| 6 | 0.19 | 0 | 0 | 0.17 |
| 8 | 0.22 | 0.10 | 0 | 0.18 |
| 10 | 0.18 | 0.23 | 0.02 | 0.16 |
| 12 | 0.13 | 0.28 | 0.05 | 0.12 |
| 14 | 0.08 | 0.22 | 0.10 | 0.09 |
| 16 | 0.05 | 0.12 | 0.15 | 0.06 |
| 18 | 0.03 | 0.05 | 0.17 | 0.04 |
| 20 | | | 0.16 | 0.02 |
| 22 | | | 0.14 | |
| 24 | | | 0.10 | |
| 26 | | | 0.06 | |
| 28 | | | 0.03 | |
| 30 | | | 0.02 | |

Таблица 2

Значение коэффициентов при Q_n , Q_p и Q_H в формулах для прогноза расходов воды р. Оки у Н. Избыльца с заблаговременностью 6, 12 и 18 суток.

| Переменные величины | Число суток от момента прогноза | | | | | | | |
|------------------------|---------------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| | $n-2$ | $n-4$ | $n-6$ | $n-8$ | $n-10$ | $n-12$ | $n-14$ | $n-16$ |
| | заблаговременность 6 суток | | | | | | | |
| Q_n | | 0.10 | 0.23 | 0.28 | 0.22 | 0.12 | 0.05 | |
| Q_p | 0.30 | 0.18 | 0.16 | 0.12 | 0.09 | 0.06 | 0.04 | 0.08 |
| | заблаговременность 16 суток | | | | | | | |
| Q_n | 0.28 | 0.22 | 0.12 | 0.05 | | | | |
| Q_p | 0.05 | 0.07 | 0.07 | 0.05 | 0.04 | 0.02 | 0.01 | |
| Q_H | 0.51 | 0.09 | 0.06 | 0.04 | 0.02 | | | |
| | заблаговременность 18 суток | | | | | | | |
| Q_n | 0.05 | | | | | | | |
| Q_p | 0.31 | 0.16 | 0.14 | 0.10 | 0.06 | 0.03 | 0.02 | |
| Q_H | 0.40 | 0.02 | | | | | | |

А Н Н О Т А Ц И Я

Влияющая на форму гидрографов паводков неравномерность перемещения водных масс по склонам и руслам рек при прогнозе стока учитывается с помощью разного рода переменных кривых добегания, характеризующих последовательность поступления порций воды с бассейна к замыкающему створу. Кривые добегания склонового стока изменяются в зависимости от характеристик условий стекания воды в речную сеть. Степень наполнения русла водой характеризует изменчивость кривых добегания руслового стока.

Неравномерность выпадения дождей, особенно если она проявляется по длине реки, учитывается путем определения притока воды в речную сеть в верхней и нижней частях бассейна и расчета трансформации этого притока у замыкающему створу по отдельным кривым добегания. При более детальном расчленении бассейна на частные площади трансформация притока воды в русла к замыкающему створу производится при помощи серии частных кривых добегания. Параметры этих кривых определяются по морфометрическим и гидравлическим данным.

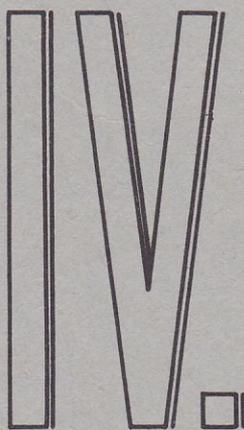
Опыт подобного рода исследований может быть использован в бассейне Дуная с крайне неравномерным выпадением осадков.

Z U S A M M E N F A S S U N G

Die die Form der Pegelschlüsselkurven von Hochwasser beeinflussende ungleichmässige Bewegung der Wassermassen über die Hänge und Betten der Flüsse wird bei der Prognose mit Hilfe verschiedenartiger Anlaufkurven in Rechnung gezogen, die die Aufeinanderfolge der Bewegung von Wasserportionen vom Becken zur Sperrstelle charakterisieren. Die Anlaufkurven des Hangabflusses verändern sich in Abhängigkeit von den Charakteristiken der Abflussbedingungen von Wasser in das Flussnetz. Der Füllungsgrad des Flussbettes mit Wasser charakterisiert die Veränderlichkeit der Anlaufkurven des Flussbettabflusses.

Die Ungleichmässigkeit der Regenfälle, besonders wenn sie nach der Flusslänge zur Geltung kommt, wird durch die Ermittlung des Wasserzuflusses in das Flussnetz im oberen und unteren Teil des Beckens sowie durch die Berechnung der Transformation dieses Zuflusses zur Sperrstelle nach den einzelnen Anlaufkurven in Rechnung gezogen. Bei einer detaillierten Zergliederung des Beckens in partielle Flächen erfolgt die Transformation des Wasserzuflusses in die Flussbetten zur Sperrstelle mit Hilfe einer Reihe partieller Anlaufkurven. Die Parameter dieser Kurven werden nach den morphometrischen und hydraulischen Daten ermittelt.

Die Erfahrungen ähnlicher Untersuchungen können für das Donau-Becken mit ausserst ungleichmässigen Niederschlägen benützt werden.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

13

ПОПОВ Е. Г., МУХИН В. М., (Москва)

Прогнозы уровней воды для судоходства статистическими методами

POPOV E. G., MUCHIN W. M., (Moskau)

Wasserstandsprognose für die Schifffahrt nach Methoden
der Mehrfachkorrelation

POPOV E. G., MUCHIN V. M., (Moskva)

Štatistické metódy predpovedí vodných stavov pre plavbu

POPOV E. G., MUCHIN V. M., (Moscou)

Méthodes statistiques concernant les prévisions du niveau
d'eau par rapport à la navigation

POPOV E. G., MUCHIN W. M., (Moscow)

Statistical Forecasting Methods of Gage Heights Used for Navigation

ПРОГНОЗЫ УРОВНЕЙ ВОДЫ ДЛЯ СУДОХОДСТВА СТАТИСТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Профессор, доктор географ. наук Е.Г. ПОПОВ

Младший научный сотрудник В.М. МУХИН

Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР Москва

Прогнозы уровней воды на судоходных реках имеют большое практическое и экономическое значение. На их основе решаются вопросы загрузки судов, отправляющихся в рейс, и производства дноуглубительных работ на лимитирующих судоходство участках рек. Экономический эффект прогнозов возрастает с увеличением их заблаговременности и точности. Однако практическая возможность прогнозов уровня воды большой заблаговременности остается еще ограниченной из-за значительного влияния на их режим условий погоды, предвидеть которые /в частности, количество и распределение осадков в бассейнах/ с необходимой точностью пока не представляется возможным. Использование известных методов прогноза расходов и уровней, основанных на закономерностях движения водных масс в руслах, позволяет давать лишь краткосрочные прогнозы, заблаговременность которых во многих случаях оказывается недостаточной при перевозках грузов на большие расстояния. Возникает необходимость в прогнозах минимальных уровней на периоды, равные или несколько больше продолжительности рейса. В статье рассматривается возможность таких прогнозов методами множественной корреляции, пользуясь данными о расходах или уровнях рек в выше-расположенной части бассейна и начальном уровне на интересующем участке судоходной трассы.

Основным показателем пропускной способности водного пути являются его габариты судового хода - глубина, ширина, радиус закругления. Последние зависят от морфометрических характеристик русла, и уровня воды в реке. Гарантированные габариты судового хода на каждой реке или для отдельных ее участков устанавливаются по значению низкого уровня заданной вероятности превышения и поддерживаются при необходимости путем проведения дноуглубительных работ на лимитирующих судоходство участках. Эти габариты определяют в основном размеры и осадку судов, эксплуатируемых на данном водном пути.

В периоды, когда уровень воды превышает проектный горизонт становится возможным дифференцировать загрузку судов в зависимости от минимального его значения за период рейса, что способствует более эффективному использованию судов. Из сказанного следует, что наилучшим для целей планирования работы и эксплуатации флота был бы прогноз уровней, представленный в виде календарного графика их колебания на весь период навигации, или, по крайней мере, на месячные отрезки времени. Однако практически такие прогнозы пока не осуществимы из-за невозможности предвидеть количество и распределение осадков в пространстве и во время на столь длительные периоды.

Выпускаемые в настоящее время прогнозы средних и минимальных месячных уровней не отличаются по той же причине высокой точностью и практически могут быть использованы только для общей ориентировки при планировании работ. Что касается краткосрочных прогнозов, то их заблаговременность во многих случаях существенно

меньше длительности рейсов судов. Это снижает экономическую эффективность таких прогнозов. Очевидно, что значительно более эффективными в смысле эксплуатации флота были бы прогнозы минимальных уровней на периоды, равные или несколько более продолжительности рейса. Действительно, при загрузке и отправке судов или катанов в рейс необходимо прежде всего знать те гарантированные глубины, которые будут на лимитирующих участках трассы в период данного рейса. Наличие таких прогнозов позволило бы дифференцированно определять максимальную осадку судов даже в том случае, если в прогнозе не дается точная дата наступления максимального уровня.

Изменения уровня воды на любом участке реки в течение заданного отрезка времени в значительной мере определяется изменениями в режиме расходов и уровней рек в выше расположенной части речного бассейна, а также начальными условиями на самом участке и его морфометрическими особенностями. Время пробега воды и емкость русловой сети являются основными факторами, определяющими связь этих изменений во времени. Именно эти факторы определяют заблаговременность, которая может быть достигнута при расчетах колебаний уровня в заданном створе, основанных на закономерностях неустановившегося движения воды в руслах.

Увеличение заблаговременности таких расчетов в принципе возможно путем использования прогноза расходов в верхних створах. Однако во многих случаях этот путь оказывается практически неосуществимым. Это и вынуждает к поискам иных путей приближенного решения задачи, пользуясь статистическими методами, в частности методами корреляционного анализа [5,6]. Основанием к применению этих методов является стохастический характер колебаний самих уровней и расходов в речной системе за достаточно длительные отрезки времени и такой же характер связи между ними, когда нет возможности учесть все множество факторов, определяющих приток и закономерности движения воды в руслах.

Простейшее решение для прогноза минимального уровня в заданном пункте реки в течение заданного периода времени сводится к установлению линейных уравнений вида

$$y_r^{min} = \sum a_i x_i + c \quad /1/$$

где y_r^{min} - минимальный уровень в интересующем пункте за отрезок времени T , x_i - уровень или расходы воды на ряде постов речной системы, a_i и c - константы, определяемые методами множественной корреляции.

Число предикторов $/x_i/$, необходимое для получения корреляционных уравнений, обеспечивающих приемлемую точность прогноза, зависят в каждом конкретном случае от характера режима реки и размещения гидрометрических постов в ее бассейне. В качестве предикторов, кроме данных об уровнях и расходах по верховым постам могут использоваться данные о начальном уровне в самом интересующем пункте, о количестве выпавших осадков о бассейне, а также некоторые производные переменные, определяемые по данным о расходах, например, запас воды в руслах.

Методы линейной корреляции достаточно хорошо разработаны, а электронные счетные машины дают неограниченную возможность их применения к решению практических задач. Использование электронных машин облегчает также проведение необходимых подготовительных операций, таких как отбор и оптимизация числа предикто-

ров.

Применительно к задаче прогноза уровней, определение оптимального числа независимых переменных /предикторов/, их нормализация и выяснение степени взаимосвязи имеют первостепенное значение и этому разделу статистического анализа должно уделяться особое внимание.

Наиболее полно теория корреляции разработана для нормально распределенных переменных. Это необходимо учитывать при подготовке статистических выборок, особенно когда в распоряжении имеются длительные ряды непрерывных наблюдений за уровнями и расходами. При необходимости нормализация переменных может быть достигнута путем логарифмирования. Для оценки согласия удобным является известный критерий Колмогорова [1]

$$\lambda = \frac{D}{\sqrt{n}} \quad /2/$$

где D - абсолютная величина разности накопленных частот - фактических и теоретических, n - объем выборки. Вероятность $\rho(\lambda)$ дает возможность судить о степени согласия данного распределения с нормальным. Напомним, что при $\rho(\lambda) < 0,05$ расхождение нельзя считать случайным.

Для выбора оптимального числа предикторов необходимо оценить тот вклад, который вносит каждая из независимых переменных в определение искомой функции, другими словами, количество заключенной в ней информации. Под оптимальным числом аргументов при этом понимается такая их совокупность, дальнейшее увеличение которой не приводит к существенному увеличению информации о прогнозируемой переменной. Применительно к линейным моделям степень определения интересующей функции достаточно надежно оценивается величиной общего коэффициента корреляции, или квадратом этой величины, получившей название коэффициента детерминации.

Более общие способы оптимизации многомерных статистических моделей разработаны в теории информации. Например, степень неопределенности значения случайной переменной можно характеризовать величиной энтропии [2,3,6], представляющей собой функцию повторяемости различных значений этой переменной

$$H(x) = H[\rho(x_1), \rho(x_2), \dots, \rho(x_n)] \quad /3/$$

Знание безусловных вероятностей $\rho(x_i)$, т.е. одномерного распределения, уменьшает неопределенность диагноза, мерой которой может служить величина абсолютной энтропии

$$H(x) = -\sum \rho(x_i) \log \rho(x_i) \quad /4/$$

Количество информации, которое содержит одномерное распределение функции относительно фактического ее значения в заданный момент времени, характеризуется величиной

$$J(x) = H_{\max}(x) - H(x) \quad /5/$$

где H_{\max} - максимальное значение энтропии / $H_{\max}(x) = \log n$, когда вероятности $\rho(x_i)$ неизвестны и все их приходится считать одинаковыми /.

для многомерных моделей при нормальном распределении переменных, количество информации, заключенное в данном предикторе или в их совокупности может быть оценено по формуле [4,6]

$$J = 0,5 \ln \frac{D^{(n)}}{D} \quad /6/$$

или

$$J = 0,5 \ln \frac{I}{I-R^2} \quad /7/$$

где D - детерминант матрицы, составленной из всех парных коэффициентов корреляции, $D^{(n)}$ - детерминант матрицы, включающей парные коэффициенты корреляции только предикторов, R - общий коэффициент корреляции.

Подставив в /7/ значение $I-R^2 = \frac{S^2}{\sigma^2}$, получим другой вариант формулы

$$J = 0,5 \ln \frac{\sigma^2}{S^2} \quad /8/$$

где σ - стандартное отклонение, а S - средняя квадратичная ошибка управления регрессии. Формула /8/ удобна в том отношении, что позволяет оценить то количество информации, которое необходимо для достижения желаемой точности решения. Вычисленное по этой формуле количество информации служит критерием при отборе предикторов и определении оптимального их числа.

Отбор предикторов выполняется методом просеивания, задаваясь критерием значимости вклада

$$J \geq \frac{\chi^2_{\kappa}}{2(N-1)} \quad /9/$$

где J - количество информации, которое заключено в отдельном предикторе или в совокупности; χ^2_{κ} - критическое значение "X - квадрат" распределения, соответствующее принятому уровню значимости /например, 0.05/ при заданном числе степеней свободы κ , равном числу аргументов; N - объем выборки.

Результаты описанного подхода к решению задачи прогноза минимального уровня покажем на примере р. Северной Двины. Размещение водомерных постов на основных реках ее бассейна показано на рис. 1. Спорным для определения глубин на верхнем участке реки является водомерный пост Абрамково. Время пробега воды от выше расположенных постов составляет около 6 суток. Желательная заблаговременность прогноза минимального уровня в соответствии с нормальной длительностью рейсов составляет не менее 10 суток.

Методом просеивания в качестве предикторов отобраны уровни шести верхних постов X_1, X_2, \dots, X_6 и уровень в Абрамково на дату выпуска прогноза X_7 . На рис. 1 эти посты обозначены двойным кружком и приданными им номерами. В качестве дополнительного фактора, определяющего минимальный уровень в Абрамково, вводилась характеристика фазы режима уровней на верхних постах. Этот фактор может быть учтен двумя путями. Путем включения в качестве предикторов изменений уровня на верхних постах, или путем решения задачи для определенной характерной фазы. Например, для случаев, когда в верхнем течении реки и на ее притоках наблюдается только спад или только подъем уровня. Второй путь имеет то преимущество, что дает воз-

возможность обходиться меньшим числом предикторов. В таблице I дана матрица парных коэффициентов корреляции, а также количество информации, которое содержит каждый из предикторов и их совокупность в целом в отношении минимального декадного уровня в Абрамково, для случая, когда на вышележащих постах наблюдается спад уровня. В таблицу вошли предикторы, отобранные путем просеивания при заданном уровне значимости, равном 0.05.

Определение коэффициентов регрессии при уровнях X_1, X_2, \dots, X_7 , выполнялось на электронной машине обращением матрицы по методу Жордана. Значения этих коэффициентов a_1, a_2, \dots, a_7 и свободного члена C приведены ниже

| a_1 | a_2 | a_3 | a_4 | a_5 | a_6 | a_7 | C |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 0.27 | 0.28 | 0.30 | 0.06 | 0.32 | 0.22 | 0.20 | 7.35 |

Объем выборки в данном примере равнялся $N = 288$. При ее составлении использован десятилетний ряд наблюдений. Полученное уравнение регрессии служит для прогноза минимального декадного уровня в период спада весеннего половодья. Средняя квадратичная ошибка этого уравнения $S = 20$ см.

Аналогичное уравнение с пятью переменными получено для периода летне-осенней межени

| a_1 | a_2 | a_3 | a_4 | a_5 | C |
|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| 0.27 | 0.07 | 0.36 | 0.03 | 0.25 | 15 |

Описанный прием можно применять и для уровня на заданное число дней вперед, получив уравнение вида

$$y_{t+\tau} = \sum (a_i x_i)_t + C \quad /10/$$

где $y_{t+\tau}$ - уровень в интересующем пункте на τ дней вперед, x_1, x_2, \dots, x_5 - уровни на верхних постах на момент времени t . Лучший результат в этом случае следует ожидать при значении τ близком к времени пробега воды.

Так как значения уровня на каждом посту в течение ограниченных отрезков времени связаны между собой, а для составления достаточно большой по объему выборки приходится брать их через несколько дней, представляет интерес оценить число эквивалентно независимых наблюдений. В первом приближении такая оценка может быть выполнена пользуясь формулой, рекомендованной Ягломом [7]

$$N_1 = \frac{N}{\tau} \quad /11/$$

где N_1 - число эквивалентных независимых наблюдений, N - объем выборки, τ - радиус автокорреляции.

Для более высокой надежности решения объем выборки должен быть таким, чтобы при заданном радиусе автокорреляции, число эквивалентно независимых наблюдений было не менее 25. Кроме того, требуется проверка уравнения на независимом материале.

Остановимся теперь на форме выпуска рейсовых прогнозов уровня. Учитывая неизбежность погрешностей, прогноз может выпускаться лишь в вероятностной форме: в виде доверительного интервала, или в виде интегрального распределения вероят-

ности превышения различных значений ожидаемого уровня. При нормальном распределении ошибок доверительный интервал и условное распределение легко определяются, пользуясь таблицами интеграла вероятности или распределения Стьюдента

$$y_p = y' \pm t_p S_{y'-y} \quad /12/$$

где y' - вычисленное значение уровня, t_p - нормированное отклонение заданной вероятности, $S_{y'-y}$ - средняя квадратичная ошибка прогноза.

Для линейных зависимостей средняя квадратичная ошибка индивидуального прогноза выражается формулой

$$S_{y'-y}^2 = \bar{S}^2 \left(1 + \frac{1}{n} (c_1 \Delta X_1 + c_2 \Delta X_2 + \dots + c_k \Delta X_k)^2 \right) \quad /13/$$

где \bar{S}^2 - приведенная стандартная ошибка уравнения регрессии, $\Delta X_1, \dots, \Delta X_k$ - значения аргументов, выраженные в виде отклонений от своих средних значений, c_1, c_2, \dots, c_k - постоянные коэффициенты. Методика вычисления этих коэффициентов подробно изложена в монографии Ээкиеля [8]. Приведенная стандартная ошибка определяется по формуле

$$\bar{S} = S \sqrt{\frac{N}{N-m}} \quad /14/$$

где S - стандартная ошибка уравнения регрессии, N - объем выборки, m - число постоянных в уравнении регрессии.

В практике могут встречаться случаи, когда ошибки прогнозов оказываются связанными с самой величиной предсказываемого уровня, даже при близком к нормальному распределению ошибок в целом для всей выборки /рис.2/. В подобных случаях для определения средней квадратичной ошибки индивидуального прогноза наиболее просто использовать связь этой ошибки с величиной предсказываемого уровня /рис.3/.

Выражение рейсовых прогнозов минимального уровня в виде распределения вероятности превышения дает возможность лучше ориентироваться при решении вопросов, связанных с загрузкой судов и производством дноуглубительных работ.

В заключение следует отметить, что при разработке статистических методов прогноза уровней необходимо тщательно учитывать специфику требований судоходства на каждом участке. Особое внимание должно уделяться уменьшению многомерности связей путем уплотнения информации, используя, например, прием разложения по ортогональным функциям.

Л И Т Е Р А Т У Р А

- [1] Арлей Н. и Бух К. Введение в теорию вероятности и математическую статистику /примечание редактора/. М. 1951 г.
- [2] Вагров Н.А. Статистическая энтропия как мера неопределенности и связности случайных явлений. Метеорология и гидрология № 9. 1957 г.
- [3] Валь Е. Статистическое энтропическое соотношение как вспомогательное средство

для решения проблемы прогнозов. Сборник "Вопросы предсказания погоды". Гидрометиздат, Л. 1958 г.

- [4] Качмарек З. Статистические методы в гидрологических прогнозах. Будапешт. 1961 г.
- [5] Попов Е.Г. и Борзаковская А.В. Применение множественной корреляции к прогнозам уровня воды на больших реках. Тр. ЦИИ вып 117.
- [6] Пугачев В.С. Теория случайных функции. Физматгиз. 1962 г.
- [7] Яглом А.М. Статистические методы экстраполяции метеорологических полей. Тр. Всесоюзного метеорологического совещания. ТТІ 1963 г.

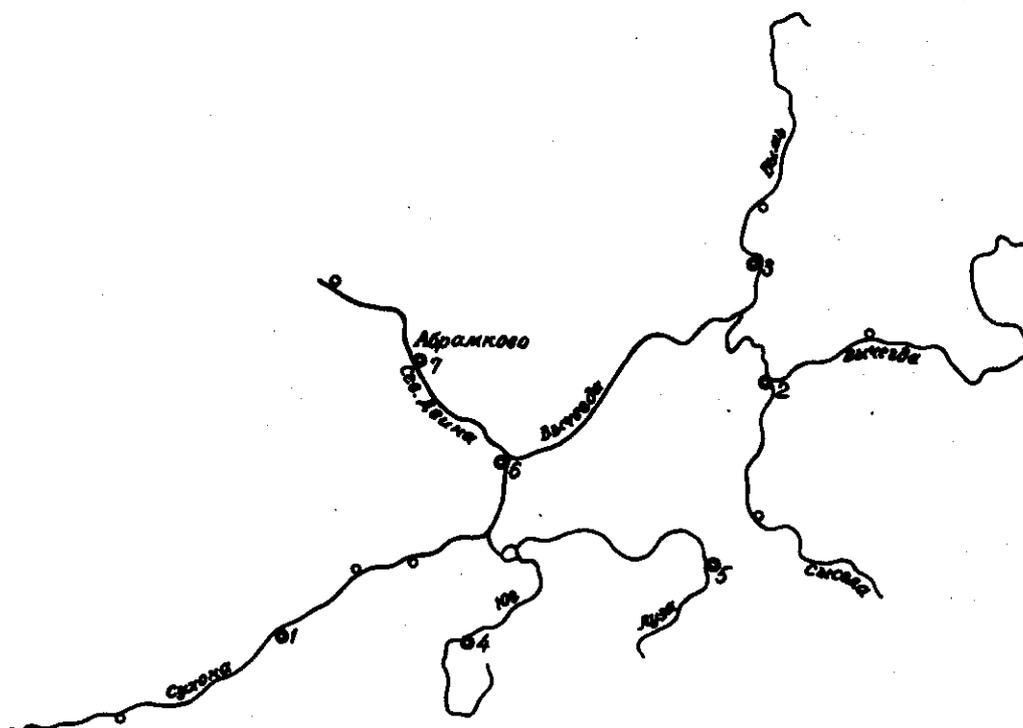


Рис. I. Схема размещения водомерных постов на реках бассейна р. Сев. Двины.

1 - Тотьма; 2 - Сиктивкар; 3 - Половники; 4 - Кичменгский Городок; 5 - Сбьячево; 6 - Котлас; 7 - Абрамково.

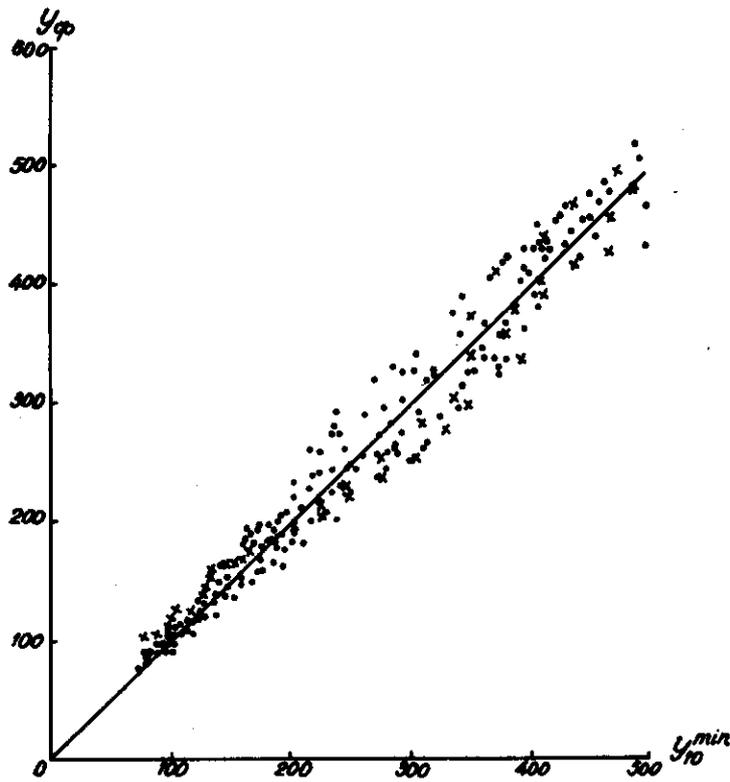


Рис. 2 График связи прогнозных (y_{10}^{min}) и фактических ($y_{ф}$) уровней воды в п. Абрамково.

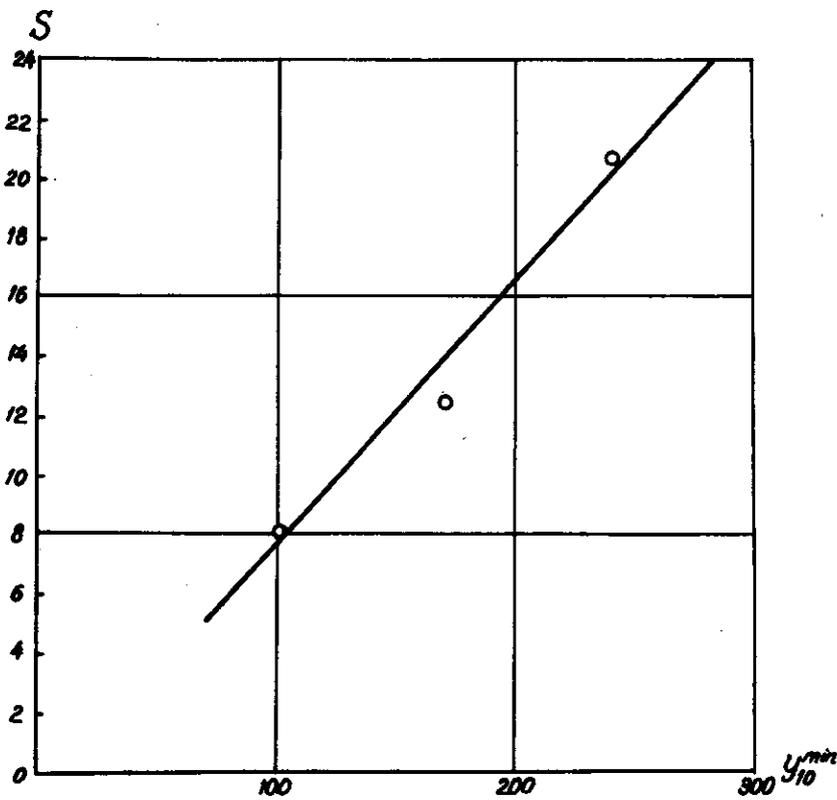


Рис. 3. Зависимость средней квадратичной ошибки прогнозов от величины прогнозируемого минимального уровня воды.

КОРРЕЛЯЦИОННАЯ МАТРИЦА И КОЛИЧЕСТВО ИНФОРМАЦИИ.

Таблица 1.

| | X_1 | X_2 | X_3 | X_4 | X_5 | X_6 | X_7 | y_{10}^{min} | J' | J'' |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------|-------|-------|
| X_1 | 1.000 | 0.570 | 0.611 | 0.775 | 0.657 | 0.726 | 0.709 | 0.748 | 0.410 | 0.41 |
| X_2 | 0.570 | 1.000 | 0.910 | 0.612 | 0.790 | 0.955 | 0.952 | 0.925 | 0.969 | 1.23 |
| X_3 | 0.611 | 0.901 | 1.000 | 0.699 | 0.881 | 0.895 | 0.902 | 0.966 | 1.227 | 1.81 |
| X_4 | 0.775 | 0.612 | 0.699 | 1.000 | 0.802 | 0.720 | 0.716 | 0.781 | 0.471 | 1.92 |
| X_5 | 0.657 | 0.790 | 0.881 | 0.802 | 1.000 | 0.831 | 0.830 | 0.914 | 0.901 | 2.01 |
| X_6 | 0.726 | 0.955 | 0.902 | 0.716 | 0.830 | 1.000 | 0.935 | 0.952 | 1.182 | 2.05 |
| X_7 | 0.709 | 0.952 | 0.902 | 0.730 | 0.831 | 0.935 | 1.000 | 0.954 | 1.204 | 2.07 |
| y_{10}^{min} | 0.748 | 0.925 | 0.956 | 0.781 | 0.914 | 0.952 | 0.954 | 1.000 | | |

J' - количество информации, содержащееся в предикторе.

J'' - количество информации в совокупности предикторов.

А Н Н О Т А Ц И Я

Прогнозы уровней воды на судоходных реках имеют большое практическое значение для работы водного транспорта. Эти прогнозы учитываются как при загрузке судов, так и при планировании и производстве дноуглубительных работ на лимитируемых судоходством участках рек.

В принципе прогнозы уровней воды для целей судоходства необходимы возможно большей заблаговременности. Однако практические возможности таких прогнозов как правило ограничены из-за невозможности достаточно точно предвидеть метеорологические условия на большой срок вперед.

Использование известных методов определения уровней воды, основанных на расчете перемещения волн паводков позволяет давать в большинстве случаев лишь краткосрочные прогнозы, заблаговременность которых оказывается недостаточной при перевозках грузов на большие расстояния. Отсюда возникает необходимость в прогнозах минимальных уровней заблаговременностью равной или несколько больше продолжительности рейса.

В докладе рассматриваются возможности таких прогнозов методами множественной корреляции и теории информации по данным о режиме рек в вышерасположенной части речного бассейна и начальном уровне воды на интересующем участке судоходной трассы.

Отыскание решений вида

$$H_{min} = a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n ,$$

где $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ - начальные уровни или расходы, позволяет давать прогноз в вероятностной форме, т.е. в виде распределения вероятности превышения минимального уровня на данном участке трассы за данный календарный период времени.

Применение известных методов прогноза уровней, основанных на учете времени пробега воды дает возможность определения вероятных сроков наступления ожидаемого минимального уровня.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Prognosen des Wasserstandes auf schiffbaren Flüssen sind von grosser praktischer Bedeutung für die Arbeit des Wassertransportes. Diese Prognosen werden sowohl bei der Schiffsbeladung, als auch bei der Planung und Durchführung der Grundbettvertiefungsarbeiten an den die Schifffahrt limitierenden Flussabschnitten in Betracht gezogen.

Grundsätzlich sind die Wasserstandprognosen für die Bedürfnisse der Schifffahrt von möglichst grösserer Zeitdauer erforderlich. Jedoch sind die praktischen Möglichkeiten für solche Prognosen in der Regel wegen Unmöglichkeit begrenzt, die meteorologischen Verhältnisse für längere Frist vorausszusehen.

Die Verwendung der bekannten Methoden zur Ermittlung des Wasserstandes, die auf der Berechnung der Bewegung der Hochwasserwellen beruhen, macht es möglich meistens lediglich kurzfristige Prognosen zu geben, deren Zeitdauer bei Güterbeförderung auf grössere Entfernung nicht ausreicht. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit Minimalwasserstandsprognosen von einer Zeitdauer zu geben, die der Fahrtdauer gleich ist oder diese etwas übersteigt.

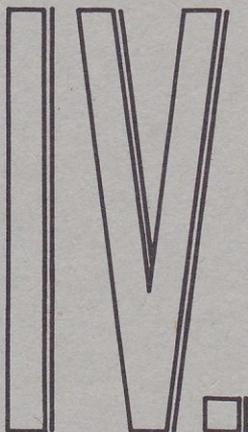
Im Vortrag werden Möglichkeiten für solche Prognosen nach den Methoden der Mehrfachkorrelation und der Informationstheorie nach den Angaben über den Wasserhaushalt der Flüsse im stromaufwärts liegenden Teil des Beckens und den Anfangswasserstand auf dem in Frage kommenden Abschnitt der schiffbaren Strecke behandelt.

Die Auffindung der Lösungen vom Typ

$$H_{min} = a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n$$

wo $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ der Anfangswasserstand oder -durchflussmenge ist, macht es möglich Prognosen in der wahrscheinlichsten Form zu geben, d.h. in Form der Verteilung der Wahrscheinlichkeit für die Überschreitung des minimalen Standes auf dem in Frage kommenden Abschnitt der schiffbaren Strecke für die gegebene Kalenderzeitperiode.

Die Anwendung bekannter Methoden zur Wasserstandsprognose, die auf der Berücksichtigung der Wasserrortpflanzungszeit beruhen, gibt die Möglichkeit, wahrscheinliche Zeitpunkte für das Eintreten des zu erwartenden minimalen Wasserstandes zu ermitteln.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

14

BECKER Alfred, (Berlin)

Komplexe Abflussumen- und Ganglinienvorhersage
nach Regenniederschlägen im oberen Spreegebiet

БЕККЕР Альфред, (Берлин)

Комплексный прогноз суммы стока и кривых добеганий после выпадения
жидких осадков в верхнем бассейне р. Шпрее

BECKER Alfred, (Berlin)

Komplexná predpoveď priebehu odtoku a prietokov z dažďových
zrážok v hornom povodí rieky Spree

BECKER Alfred, (Berlin)

Prévision complexe du processus de l'écoulement et des débits
des précipitations dans le bassin versant supérieur de la rivière Spree

BECKER Alfred, (Berlin)

Complete Runoff and Discharge Forecasting from Rainfall
in the Upper Basin of the Spree River

BRATISLAVA 23.—25. 5. 1967

KOMPLEXE ABFLUSSUMMEN- UND GANGLINIENVORHERSAGE
NACH REGENNIEDERSCHLÄGEN IM OBEREN SPREEGEBIET

Dr. - Ing. Dipl. - Geophys. Alfred BECKER
Institut für Wasserwirtschaft Berlin-Niederschöneweide, DDR

1. EINLEITUNG

Nach Fertigstellung des Speicherbeckens Spremberg am Oberlauf der Spree ergab sich die Notwendigkeit der Ausarbeitung verbesserter Verfahren zur Hochwasservorhersage für das oberhalb des Speicherbeckens liegende Einzugsgebiet. Mit der Lösung dieser Aufgabe wurde von der zuständigen Wasserwirtschaftsdirektion Cottbus das Institut für Wasserwirtschaft Berlin beauftragt. Die konkrete Aufgabenstellung lautete: Ausarbeitung von Unterlagen zur möglichst frühzeitigen und genauen Vorhersage der Zuflussganglinien zum Speicherbecken Spremberg bei Hochwasser.

Die Ausarbeitung erfolgte unter Leitung des Verfassers bei masageblicher Mitarbeit der Herren Ing. E. Glos und Dipl. - Geogr. A. Leder in den Jahren 1965/66. Über die erhaltenen Ergebnisse wird im folgendem kurz zusammenfassend berichtet.

2. KURZCHARAKTERISTIK DES BEARBEITUNGSGEBIETES

Bild 1 gewährt einen Überblick über das gesamte Obere Spreegebiet bis zum Speicherbecken Spremberg /Einzugsgebietsfläche 2157 km²/ sowie über die wichtigsten Teileinzugsgebiete und die bei der Ausarbeitung berücksichtigten Abfluss-, Niederschlags- und Grundwassermessstellen. Hinsichtlich der Abflussbedingungen kann das Gesamteinzugsgebiet in zwei deutlich voneinander unterscheidbare Hauptteilgebiete gegliedert werden:

1. Ein südliches Teilgebiet - Lausitzer Bergland und Bergvorland-, das Vorgebirgs- bis Mittelgebirgscharakter hat und in dem das Festgestein überwiegend oberflächennah ansteht, d.h. nur von einer relativ geringmächtigen Lockergesteinsschicht bedeckt ist,
2. ein nördliches Teilgebiet - Oberlausitzer Teichland und Muskauer Forst-, das im wesentlichen zum Breslau-Magdeburger Urstromtal mit seinen ausgedehnten Grundwasserleitern gehört. Die Grenze zwischen beiden Teilgebieten ist in Bild 1 durch die dick ausgezogene, anschraffierte Linie dargestellt.

Das nördliche Teilgebiet /Urstromtal/ gliedert sich seinerseits in zwei Teile mit unterschiedlichem Abflussbildungsverhalten:

- 2a. das Oberlausitzer Teichland /Südteil/: ein zum Teil von Wald bedecktes Gebiet, das durch wechselnde, grösstenteils mässige und zum Teil geringe Durchlässigkeit im Untergrund gekennzeichnet ist.

2b. Der Muskauer Forst /Nordteil/: ein im wesentlichen bewaldetes Gebiet, dessen Boden und Untergrund gut durchlässig und kaum von stauenden Zwischenschichten durchsetzt ist.

Die Grenze zwischen diesen beiden Teilgebieten ist in Bild 1 als dünn ausgezogene, anschriffierte Linie eingezeichnet. Auf Grund der guten Durchlässigkeit des Muskauer Forstes und der hier vorhandenen ausgedehnten Grundwasserleiter ist der direkte Abfluss aus diesem Gebiet gering und er erfolgt stets in Form sehr langgestreckter, flacher Wellen, die das Gesamtbild der aus den südlichen Teilen des Oberen Spreegebietes kommenden Hochwasserwellen kaum beeinflussen und die demzufolge bei der Vorhersage nur in der Summe erfasst zu werden brauchen.

3. KONZEPTION DER BEARBEITUNG

Hauptbestandteil der auszuarbeitenden Vorhersagemethodik sollten koaxiale graphische Niederschlags-Abfluss-Beziehungen /koaxiale N-A-Beziehungen/ und Einheitsganglinien /Unit-Hydrographs/ für alle Hauptpegel des Oberen Spreegebietes sein. Lediglich für Spremberg sollte die Durchflussganglinienvorhersage durch Superposition und Berechnung der Abflachung der Durchflussganglinien Lieske und Boxberg erfolgen. Ausserdem sollten Unterlagen erarbeitet werden, die eine Ausarbeitung der Vorhersagen auch nach der vorgesehenen Errichtung der Speicherbecken Bautzen /Spree/ und Quitzdorf /Schwarzer Schöps/ ermöglichen /vgl. Bild 1/.

4. AUFBEREITUNG DER BEOBACHTUNGSUNTERLAGEN

An Beobachtungsunterlagen standen Durchflussganglinien von den Hauptpegeln des Gebietes sowie Messwerte von zahlreichen Niederschlags- und Grundwassermessstellen /jedoch keine Schreiberaufzeichnungen/ zur Verfügung. In Tabelle 1 sind die berücksichtigten Pegelstellen zusammengestellt und Angaben über die Länge der Beobachtungsreihen sowie die Anzahl der berücksichtigten Hochwasserereignisse gemacht. Über die Lage der Pegelstellen sowie der berücksichtigten Niederschlags- und Grundwassermessstellen gibt Bild 1 Auskunft.

Alle um 7.00 Uhr gemessenen Tagesniederschläge der einzelnen Stationen wurden nach den dreimal täglich erfolgten Ablesungen der Klimastationen /7.00, 14.00, 21.00 Uhr/ in 4 Sechsstunden-Teilbeträge aufgeteilt. Mit ihnen wurden pro Sechsstundenintervall die Gebietsniederschlagsmittel nach der Polygonnetzmethode /Thiessen [8] / für alle bearbeiteten Einzugsgebiete bestimmt und in die Gangliniendarstellung eingetragen /vgl. Bild 5/. In den Durchflussganglinien wurden als erstes die direkten Abflüsse /direkt nach einem Niederschlagsereignis abgeflossener Teil des Niederschlags/ vom Basisabfluss nach bekannten einfachen Separationstechniken linear abgetrennt [1, 8]. Danach erfolgte unter Berücksichtigung der Niederschläge die Separation der Ganglinien in möglichst viele Teilwellen /zu verschiedenen Regenintervallen gehörende Direktabflussanteile; vgl. Bild 5/. Die interessierenden direkten Abflüsse konnten

dann durch Planimetrieren der abseparierten Ganglinienteile bestimmt und den zu ihnen gehörenden Gebietsniederschlägen zugeordnet werden.

5. KOAXIALE NIEDERSCHLAGS-ABFLUSS-BEZIEHUNGEN

Über die Ausarbeitung koaxialer N-A-Beziehungen nach aus den USA bekannt gewordenen Arbeitstechniken [8] lagen bereits Erfahrungen vor [1]. Im Laufe der Bearbeitung angestellte theoretische Überlegungen über die Struktur der koaxialen N-A-Beziehungen führten jedoch zu einem Abgehen von den herkömmlichen Konstruktionsprinzipien und zu einer Neustrukturierung der koaxialen N-A-Beziehungen. Letztere besteht in erster Linie in der Einarbeitung eines Schwellenwertkonzeptes. In den Niederschlagshöhenquadranten sowie gewisser Bodenfeuchteauffüllungsgesetze in den Regendauerquadranten /Quadr. C und B in Bild 2/. Hierüber wurde an anderer Stelle bereits ausführlich berichtet [2, 3]. Die neuentwickelten Konstruktionsprinzipien bewährten sich bei der Aufstellung der koaxialen N-A-Beziehungen für die Einzugsgebiete Bautzen, Lieske, Gröditz und Jänkendorf, was nicht zuletzt in den erzielten guten Genauigkeiten zum Ausdruck kommt /Tabelle 2/. Als Beispiel für die 4 vorstehend genannten, auf Grund der vorhandenen Gebietsähnlichkeit einander ähnlichen Beziehungen ist in Bild 2 die koaxiale N-A-Beziehung Gröditz gezeigt.

Bei der Bearbeitung des im wesentlichen zum Oberlausitzer Teichland /Urstromtalsüdteil/ gehörenden Einzugsgebietes des Pegels Boxberg erwiesen sich die koaxialen N-A-Beziehungen, die sich für Gebiete mit oberflächennah anstehendem Festgestein und begrenzten Grundwasserspeichermöglichkeiten bewährt hatten, als nicht ausreichend. Da hier beträchtliche Mengen kurzfristiges Grundwasser am Hochwasserabfluss beteiligt sind, wurde versucht, den Grundwasserstand repräsentativer Grundwassermessstellen in die koaxialen N-A-Beziehungen mit einzubeziehen, was schliesslich gelang /vgl. Bild 3/. Hierbei angestellte theoretische Überlegungen erbrachten weitere strukturelle Verbesserungen der koaxialen N-A-Beziehungen, vor allem des Bodenfeuchte- und Regendauerquadranten, die auch für die einfachen koaxialen N-A-Beziehungen /Bild 2/ Bedeutung haben und über die in Kürze in der Zeitschrift Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, näher berichtet werden soll. Hier sei lediglich gesagt, dass eine Grundwasserrückhalterfassung gemäss Bild 3 nur möglich ist, wenn folgende 2 Bedingungen erfüllt sind:

1. Die Grundwasserspeicherräume des Einzugsgebietes müssen grossräumig angelegt sein; d.h. es muss ein grössere Teile des Einzugsgebietes ausfüllender geschlossener Grundwasserleiter vorhanden sein, bzw. mehrere miteinander in Verbindung stehende, zusammen grössere Teile des Einzugsgebietes ausfüllende Grundwasserleiter /Diese Bedingungen sind gewöhnlich nur im Lockergesteinsbereich gegeben/
2. Die Grundwasserleiter müssen mit den Vorflutern des Gebietes in direktem Kontakt stehen und im allgemeinen ausfliessend sein, d.h. in den Vorflutern soll im allgemeinen ein aus den Grundwasserleitern des Gebietes stammender Abflussanteil vorhanden sein.

Wie Tabelle 2 zeigt, ist die Genauigkeit der unter Einbeziehung eines Grundwasserrückhaltquadranten aufgestellten coaxialen N-A-Beziehung Boxberg im Vergleich mit den übrigen Beziehungen als sehr gut zu bezeichnen. Bei der Berechnung der in Tabelle 2 angegebenen Genauigkeiten musste mangels umfangreicher Beobachtungsunterlagen von den auch zur Ausarbeitung der coaxialen N-A-Beziehungen verwendeten Daten ausgegangen werden.

6. EINHEITSGANGLINIEN

Für die Pegel Bautzen, Lieske, Gröditz, Jänkendorf und Boxberg wurden unter Zugrundelegung von je 6 oder 7 beobachteten Hochwasserabflussganglinien die mittleren 6-Stunden-Einheitganglinien berechnet; das sind die Durchflussganglinien, die sich im Mittel bei einem sechsständigen, an der Oberfläche des gesamten Einzugsgebietes anfallenden direkten Abfluss von 1 mm /Effektivniederschlag/ im Ausflussprofil des Einzugsgebietes ergeben. In Bild 4 sind die berechneten Einheitganglinien zusammen graphisch dargestellt. Die flacheren und langgestreckteren Wellenformen bei den grösseren und insbesondere bei den im Bereich des Urstromtals liegenden Einzugsgebieten sind deutlich erkennbar. Über die Wahl des Berechnungsintervalles, die Methodik der Einheitganglinienberechnung und die Genauigkeit der mittleren Einheitganglinien haben LAUTERBACH und GLOS an anderer Stelle bereits ausführlich berichtet [6, 7]. Hier sei lediglich erwähnt, dass die Einheitganglinien unter Ausnutzung eines Rechenautomaten berechnet wurden, und dass die Genauigkeit der mittleren Einheitganglinien zufriedenstellend ist. Von den 6 bzw. 7 zur Berechnung der mittleren Einheitganglinien verwendeten einzelnen Einheitganglinien weichen nur einzelne in ihrer Scheitelhöhe und Scheiteleintrittszeit bis maximal ca. 25% von der betreffenden mittleren Einheitganglinie ab.

7. DIE DURCHFLUSSGANGLINIENVORHERSAGE FÜR DIE PEGEL DER TEILEINZUGSGEBIETE UND FÜR DEN ABSCHLUSSPEGEL SPREMBERG

Mit den zuvor beschriebenen coaxialen N-A-Beziehungen und Einheitganglinien können die Durchflussganglinien für die Hauptpegel Lieske und Boxberg sowie auch für die oberhalb liegenden Pegel Bautzen, Gröditz und Jänkendorf sehr einfach vorhergesagt werden. Man bestimmt für die interessierenden Einzugsgebiete jeweils für 6-stündige Regenintervalle die Gebietsniederschlagsmittel, aus ihnen mit Hilfe der coaxialen N-A-Beziehungen die zu erwartenden direkten Abflüsse und erhält, indem man mit den letzteren die Ordinaten der entsprechenden 6-Stunden-Einheitganglinie multipliziert, unter Hinzufügen des Basisabflusses direkt die interessierenden Durchflussganglinien für die Vorhersagepegel. Bei länger als 6 Stunden anhaltenden Regenfällen werden die für die einzelnen 6-Stunden-Intervalle bestimmten Abflussganglinien zeitverschoben superponiert. Diese Rechenoperationen können auch rechenautomatisch durchgeführt werden. In Bild 5 sind als Beispiel die auf diese Weise nach dem Starkregen vom 11. 6. 1965 vorhergesagten Durchflussganglinien Lieske und Boxberg dargestellt und den beobachteten gegenübergestellt. Es sei bemerkt, dass die am 13. 6. gefallenen nachträglichen Niederschläge bei der Vorhersage noch nicht berücksichtigt wurden.

Für den Pegel Spremberg kam die vorstehende Vorhersagemethodik wegen der erläuterten Uneinheitlichkeit des Gesamteinzugsgebietes nicht in Frage. Es bot sich vielmehr an, die Vorhersageganglinie Spremberg durch laufzeitmässige Verschiebung und Superposition der für die Pegel Lieske und Boxberg vorhergesagten Durchflussganglinien zu bestimmen. Umfangreiche Laufzeit-, Gefälle- und fliessgeschwindigkeitsuntersuchungen führten zu dem Ergebnis, dass in guter Näherung mit folgenden konstanten Laufzeiten von Durchflussanschwellungen gerechnet werden kann: Lieske - Spremberg: 12 h, Boxberg - Spremberg: 6 h. Superponiert man die um diese Laufzeiten verschobenen Durchflussganglinien Lieske und Boxberg, so erhält man Durchflussganglinien, die mit den in Spremberg beobachteten bereits weitgehend übereinstimmen, d.h. die Wellenabflachung im Flussabschnitt Lieske/Boxberg - Spremberg ist so gering, dass auf umfassende Abflachungsberechnungen verzichtet werden kann. Lediglich im Scheitelbereich der Wellen ist eine geringe Abflachungswirkung von durchschnittlich 6 Prozent erkennbar, die bei Vorhersagen durch entsprechende Reduzierung der Scheiteldurchflüsse der superponierten Welle sehr einfach berücksichtigt werden kann. In Bild 5 ist auch die nach dieser Technik für den Pegel Spremberg vorhergesagte Durchflussganglinie des Junihochwassers 1965 eingetragen.

Die mit der Scheitelabflachung verbundene geringe Erhöhung der Rückgangsdurchflüsse in Spremberg ist so unbedeutend, dass ihre gesonderte Berücksichtigung nicht lohnt. Bild 5 täuscht in diesem Punkt; denn die zu niedrigen Vorhersagedurchflüsse im Rückgang der Sprembergwelle ergeben sich bei diesem Hochwasser vor allem deshalb, weil die Boxbergwelle zeitlich etwas zu früh und die Lieskewelle etwas zu niedrig vorhergesagt wurden.

Ähnlich wie mit der Wellenabflachung kann mit dem Abfluss aus dem Zwischeneinzugsgebiet der Spree zwischen Lieske, Boxberg und Spremberg /Muskauer Forst/ verfahren werden. Dieser Abfluss macht etwa 6 Prozent des summierten Abflusses aus den Einzugsgebieten der Pegel Lieske und Boxberg aus und erfolgt in Form sehr langgestreckter, flacher Wellen. Seine Berücksichtigung ist nur für die in Spremberg zu erwartende Abflusssumme, nicht für die Ganglinie interessant.

Hinsichtlich der Genauigkeit sind die Vorhersagen für Spremberg vollkommen von der Genauigkeit der für Lieske und Boxberg gegebenen Vorhersagen abhängig. Bei Zugrundelegung der in Lieske und Boxberg beobachteten Ganglinien beträgt die durchschnittliche Abweichung der für Spremberg vorhergesagten Scheiteldurchflüsse von den eintretenden nur $\pm 2,6 \text{ m}^3/\text{s}$ /Extreme: 9,0/8,4/7,3 m^3/s ./

8. KORREKTUR HERAUSGEBENER VORHERSAGEN WÄHREND DES HOCHWASSERABLAUFS

Jede von gefallenem Niederschlägen ausgehende Vorhersage des direkten Abflusses ist zunächst wegen der Vielgestaltigkeit des Abflussbildungsgeschehens mit einer gewissen Unsicherheit behaftet. Fehlerhafte Vorhersagen können aber im allgemeinen bereits kurz nach Regenende erkannt und korrigiert werden, und zwar spätestens, wenn an den Ausflusspegeln kleiner Teileinzugsgebiete der Scheiteldurchfluss eingetreten ist. Im Oberen Spreegebiet treten an den Pegeln Bautzen und Gröditz die Hochwasserscheitel bereits ca. 12 h nach Regenende ein /vgl. Bild 4/. Aus dem Verhältnis "tatsächlicher zu vorhergesagtem Scheiteldurchfluss"

kann man durch Gleichsetzen desselben mit dem Verhältnis "tatsächlicher zu vorhergesagtem direkten Abfluss" sehr schnell einen genaueren Wert für den zu erwartenden direkten Abfluss berechnen und mit diesem auch die Ganglinienvorhersage verbessern. Bei grösserem Fehler der ersten Vorhersagen können die ermittelten Verhältniswerte auch auf die grösseren Einzugsgebiete /Lieske - Gesamtgebiet/ näherungsweise angewendet werden. Für den Pegel Lieske kann aber noch besser folgendermassen vorgegangen werden:

Man sagt nach der in Bild 5 dargestellten Scheiteldurchflussbeziehung mit dem in Bautzen beobachteten Scheiteldurchfluss unter Berücksichtigung der gleichzeitigen Durchflüsse in Gröditz und Lieske den Scheiteldurchfluss für Lieske vorher [4, 10]. Diese Vorhersage ist sehr genau; ihre durchschnittliche Abweichung beträgt nur ± 4 m³/s /Extreme: 13/8/7 m³/s /. Den erhaltenen Vorhersagewert setzt man zum vorher gesagten ins Verhältnis und benutzt dieses Verhältnis zur Korrektur der Abflusssummen und Durchflussganglinienvorhersage Lieske. Die so korrigierte Vorhersageganglinie Lieske für das Junihochwasser 1965, die der beobachteten deutlich näherkommt, ist in Bild 5 mit eingetragen.

Eine weitere noch genauere Korrektur ist bei Bekanntsein des tatsächlichen Scheiteldurchflusses in Lieske möglich, der ca. 24 h nach Regenende /ca. 12 h vor Scheiteleintritt in Spremberg/ eintritt. Der Scheiteldurchfluss Spremberg kann dann ebenfalls nach einer Scheiteldurchflussbeziehung analog Bild 6 sehr genau und direkt vorhergesagt werden / $\pm 2,6$ m³/s, vgl. oben/.

Ähnliche Korrekturmöglichkeiten bestehen auch für den Pegel Boxberg. Diese Korrekturen sind jedoch für die Vorhersagen zum Pegel Spremberg - insbesondere für die des Scheitelbereiches - nicht ganz so wichtig wie die für den Pegel Lieske, da die Scheitel in Spremberg auf Grund der langgestreckten Form der Boxberg-Wellen und des späten Scheiteleintritts in Boxberg /erst ca. 60 h nach Regenende gegenüber ca. 24 h in Lieske/ fast ausschliesslich aus den Scheiteln der spitzeren Lieskewellen gebildet werden /vgl. Bild 4/. Grössere Fehler der für Boxberg gegebenen Vorhersagen können aber wegen des flachen Wellenanstieges auch aus diesem bereits frühzeitig erkannt und durch entsprechende Korrekturen beseitigt werden.

9. METHODIK DER VORHERSAGE NACH FERTIGSTELLUNG DER SPEICHERBECKEN BAUTZEN UND QUITZDORF

Nach Fertigstellung des Speicherbeckens Bautzen kann die Durchflussganglinie Lieske wegen der Abflachungswirkung des Speicherbeckens nicht mehr nach der Einheitganglinie Lieske /Bild 4 / vorhergesagt werden. Es muss vielmehr eine superponierte Zuflussganglinie zum Flussabschnitt Speicherbecken Bautzen/Gröditz - Lieske bestimmt werden und deren Abflachung bis zum Pegel Lieske berechnet werden. Zur superponierten Zuflussganglinie gehören:

- a. die Ausflussganglinie des Speicherbeckens Bautzen
- b. die Durchflussganglinie Gröditz
- c. die Ganglinie des Ausflusses aus dem Zwischengebiet Bautzen/Gröditz - Lieske.

Die Ausflussganglinie des Speicherbeckens Bautzen ergibt sich einfach aus der für den Pegel Bautzen vorhergesagten Durchflussganglinie, indem deren Abflachung durch das Speicherbecken auf der Grundlage einfacher Retentionsberechnungsverfahren berechnet wird [5, 8]. Die Durchflussganglinie Gröditz wird nach der bereits beschriebenen Technik vorhergesagt und die Ausflussganglinie des Zwischengebietes wird unter der bei Beispielsberechnungen als zulässig erkannten Annahme berechnet, dass sie in ihrer Form der Ganglinie Gröditz entspricht. Der direkte Abfluss aus dem Zwischengebiet wird aus den mit Hilfe der koaxialen N-A-Beziehungen vorhergesagten direkten Abflüssen der Einzugsgebiete Bautzen, Gröditz und Lieske berechnet. Die Ordinaten der superponierten Zuflussganglinie zum Flussabschnitt ($Q_{i\ sup}$) ergeben sich dann einfach durch Aufsummierung der zeitgleichen Ordinaten der 3 Einzelganglinien a, b und c.

Die Abflachung der superponierten Zuflussganglinie im Flussabschnitt Speicherbecken Bautzen/Gröditz - Lieske wird nach der Muskingum-Methode berechnet [8, 9]. Mit einem zunächst zu 3 Stunden gewählten Berechnungszeitintervall ergaben sich folgende Muskingum-Konstanten: $K = 20$ h, $X = 0,08$. Mit ihnen erhält man bei Übergehen auf ein 6-stündiges Berechnungszeitintervall folgende Abflachungsgleichung

$$Q_{i+6\ Li} = 0,08 Q_{i+6\ sup} + 0,20 Q_{i\ sup} + 0,72 Q_{i\ Li}$$

Q_{i+6} = Durchfluss 6 Stunden nach Q_i , Q_{Li} - Durchfluss in Lieske/.

Nach dieser Gleichung kann die Durchflussganglinie Lieske für die gesamte Zeit für die die superponierte Zuflussganglinie ($Q_{i\ sup}$) vorliegt, - d.h. für die gesamte Hochwasserperiode - 6-Stunden-intervallweise vorhergesagt werden. In Bild 7 sind zwei nach dem beschriebenen Verfahren vorherberechnete Durchflussganglinien Lieske zusammen mit den beobachteten dargestellt. Wegen des geringen Abstands des Pegels Bautzen von der zu errichtenden Talsperre konnte die Rechnung mit den in Bautzen beobachteten Durchflussganglinien durchgeführt werden. Wie man sieht, ist die Übereinstimmung zufriedenstellend, wobei zu beachten ist, dass die auftretenden Abweichungen ihre Ursache ebenso in der näherungsweise Bestimmung der superponierten Zuflussganglinie wie in Unzulänglichkeiten der Muskingum-Methode haben können.

Ein ebenso aufwendiges Verfahren ist bei den Vorhersagen zum Pegel Boxberg nach Fertigstellung des Speicherbeckens Quitzdorf nicht erforderlich. Hier genügt es, wie bereits ausgeführt wurde, wenn der dem jeweiligen freien Speicherraum des Speicherbeckens entsprechende zusätzliche Rückhalt von dem für Boxberg vorhergesagten direkten Abfluss in der Summe abgesetzt wird.

10. SCHLUSSBEMERKUNG

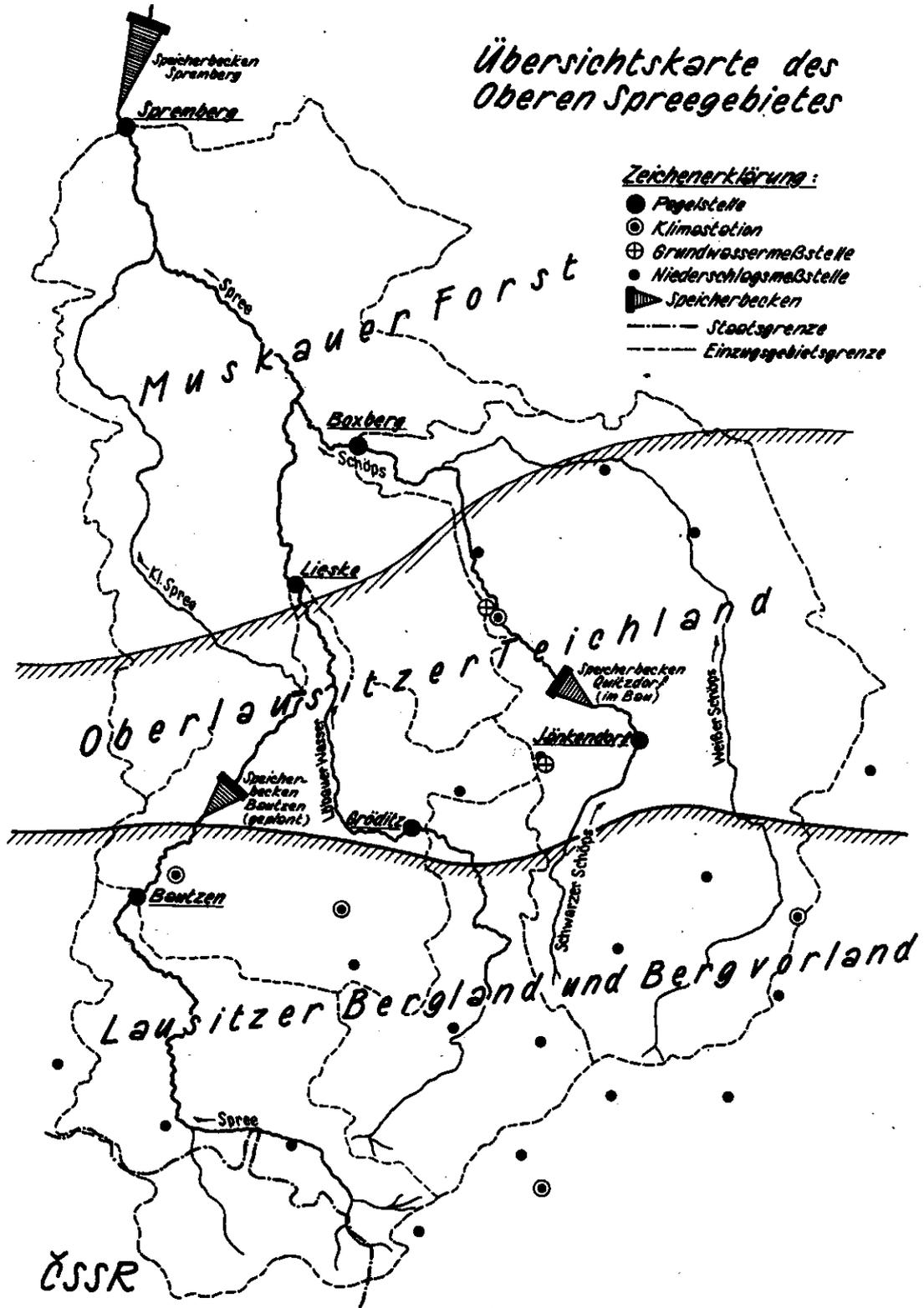
Die beschriebene Vorhersagemethodik hat sich bei Abfließen einiger kleiner bis mittlerer Hochwässer im Jahre 1966 auch in der praktischen Anwendung bereits gut bewährt. Als besondere Fortschritte wurden dabei empfunden:

- a. der durch das Ausgehen von den gefallenen Niederschlägen erzielte zusätzliche Zeitvorsprung der Vorhersagen von ca. 12 h,
- b. die Möglichkeit, herausgegebene Vorhersagen bereits ca. 12 h nach Regenende zu überprüfen und eventuell notwendige Koorekturen vorzunehmen,
- c. die Möglichkeit der Vorhersage der insgesamt zu erwartenden direkten Abflüsse /Abflusssummen/ und der kompletten Durchflussganglinien.

Literatur

- [1] Becker A., Starkregen-Abfluss-Beziehung in Form einer coaxialen graphischen Darstellung zur Vorherbestimmung des Starkregenabflusses aus einem kleinen Einzugsgebiet der DDR. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 14. Jg. /1964/ H. 4, S. 121 - 125
- [2] Becker A., On the structure of Coaxial Graphical Rainfall-Runoff-Relations. Bulletin de l'Association Int. d Hydrol. Scientifique, Melle, XI /1966/ 2, S. 121 - 130
- [3] Becker A., Ergebnisse einer Untersuchung über die Struktur der coaxialen graphischen Starkregen-Abfluss-Beziehungen. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 16. Jg. /1966/ H.3, S.90 - 94
- [4] Becker A., Wasserstands- und Laufzeitvorhersagen an der Elbe bei Hochwasser. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 15 Jg. /1965/ H. 9, S. 310 - 316
- [5] Kaden S., Preissler G., Berechnung des Rückhaltevermögens von Rückhaltebecken. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 11. Jg. /1961/ H. 2, S. 62 - 66
- [6] Lauterbach D., Glos E., Some Aspects for Computing Unit Hydrographs from Observed Flood Hydrographs. Bulletin de l'Association Int. d Hydrol. Scientifique, Melle XI /1966/ 3, S. 9 - 16
- [7] Lauterbach D., Glos E., Zur Anwendung des Unit-Hydrograph-Verfahrens, Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Berlin, 16. Jg /1966/ H.3, S. 94 - 98
- [8] Linsley R., Kohler M., Paulhus J., Hydrology for Engineers. Mc Graw-Hill Book Comp. Inc., New York, Toronto, London
- [9] Svoboda A., Die Verwendbarkeit verschiedener Methoden zur Berechnung der Bewegung und Abflachung von Hochwasserwellen in natürlichen Flussbetten des Einzugsgebietes der Donau. Sonderheft zu den Deutschen Gewässerkdl. Mitteilgn. über die Gewässerkdl. Tagung Regensburg 1966 /erscheint im II.Quartal 1967/
- [10] Szesztay K., Einige Methoden der Vorhersage der Abflussverhältnisse. 1. Mitteilung der Forschungsanstalt für Wasserwirtschaft Budapest in deutscher Sprache. Eigenverlag VITUKI, Budapest 1961.

Übersichtskarte des Oberen Spreegebietes



Zeichenerklärung:

- Pegelstelle
- ⊙ Klimastation
- ⊕ Grundwassermeßstelle
- Niederschlagsmeßstelle
- ▲ Speicherbecken
- Staatsgrenze
- - - Einzugsgebietsgrenze

Bild 1.

Starkregen-Abfluß-Beziehung für das Einzugsgebiet des Löbauer Wassers bis zum Pegel Gröditz ($F_E = 194 \text{ km}^2$)

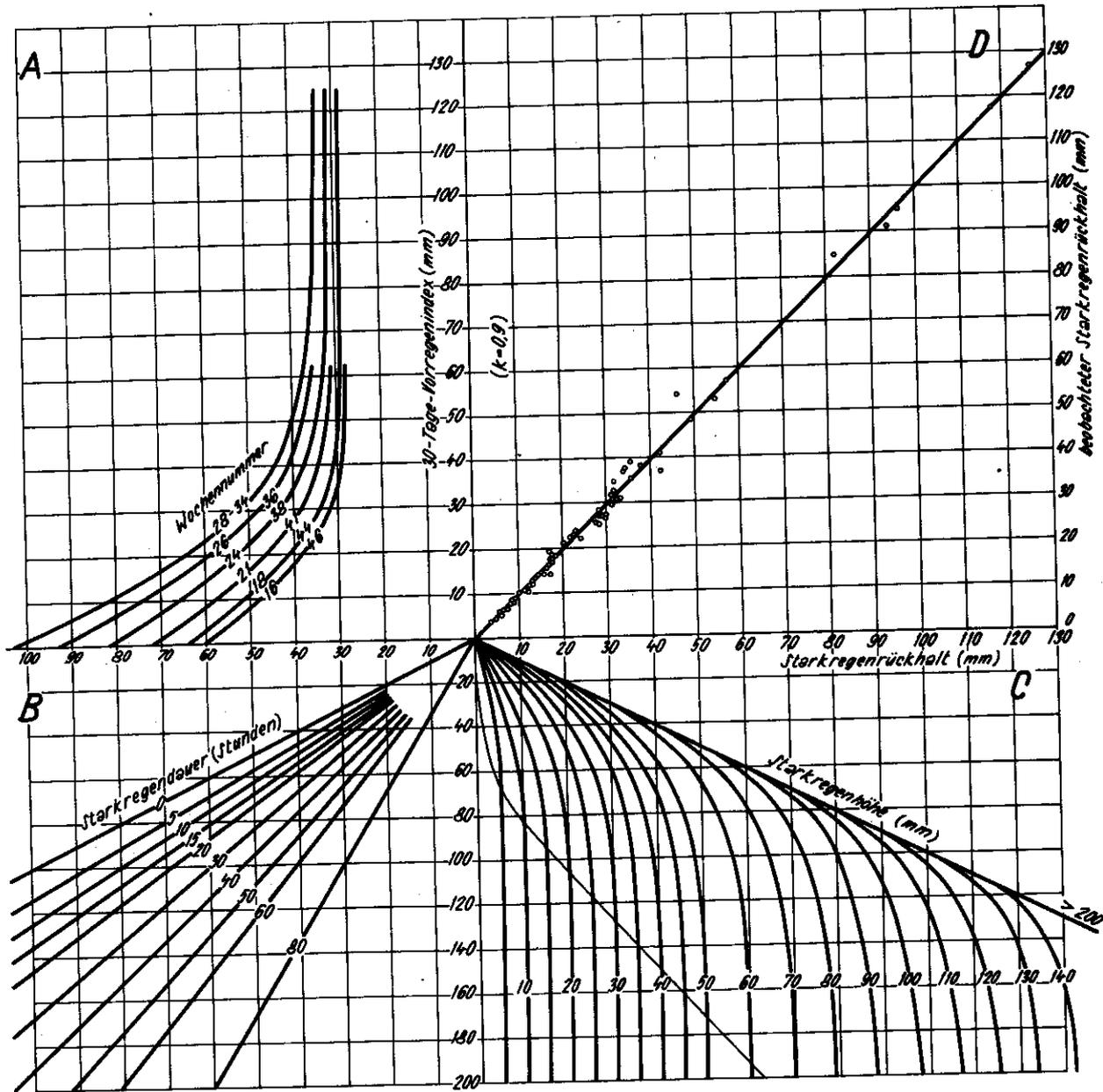


Bild 2.

Niederschlags-Abfluß-Beziehung für das Einzugsgebiet des Vereinigten Schöpses bis zum Pegel Boxberg ($F_Z = 660 \text{ km}^2$)

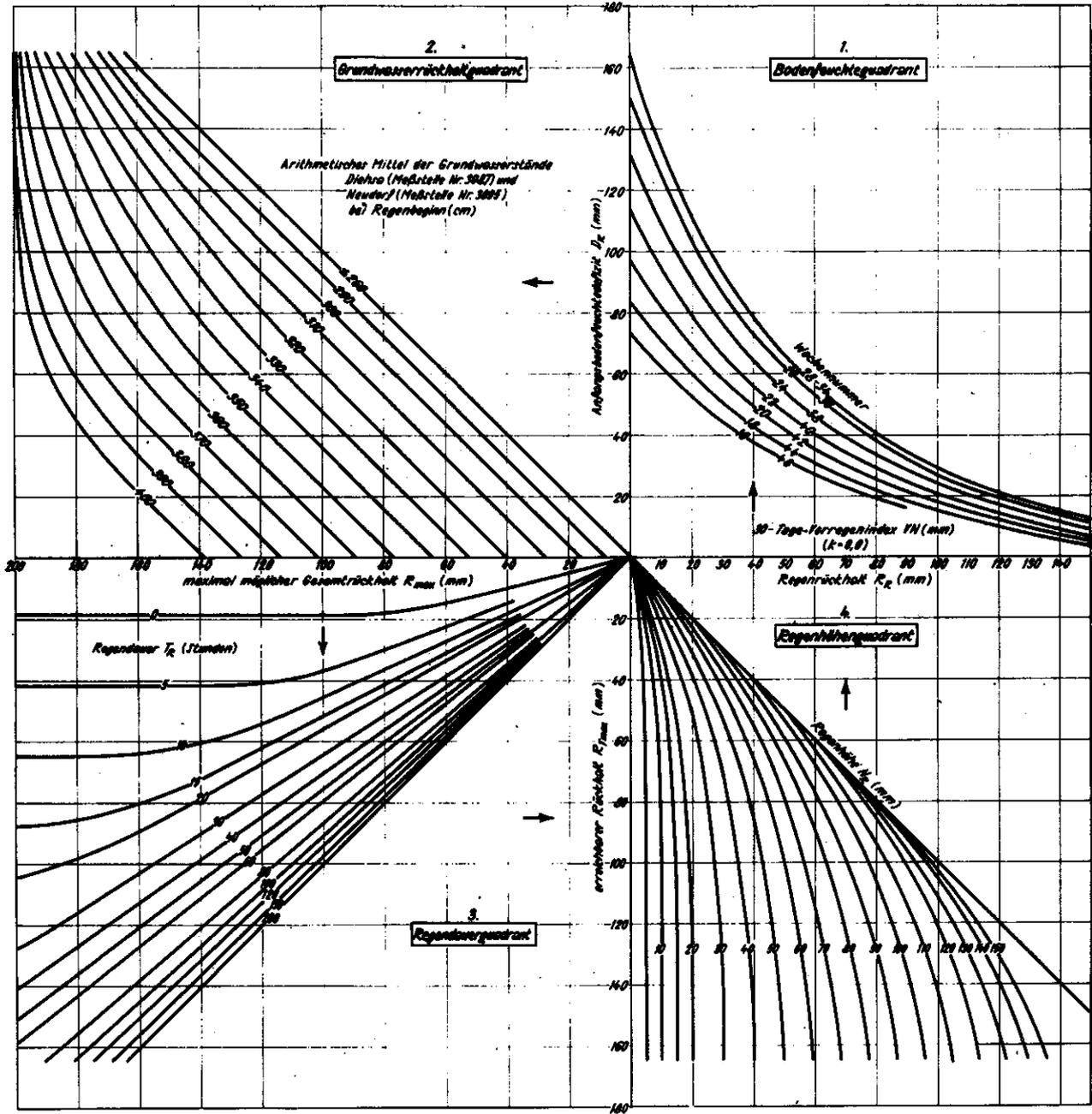


Bild 3

Bild 4: Mittlere Einheitganglinien von 6-Stunden-Regen für die Hauptpegel des Oberen Spreegebietes

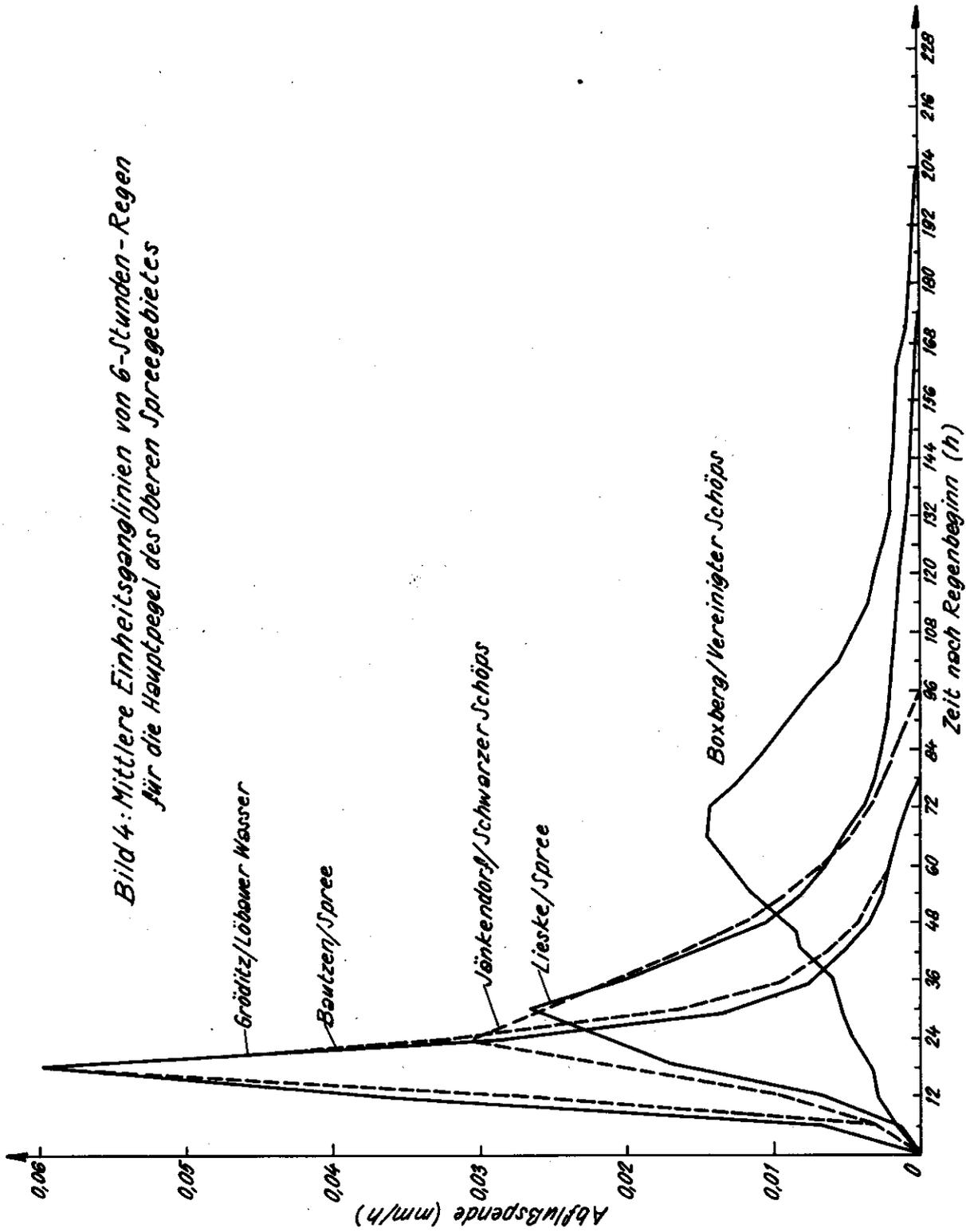
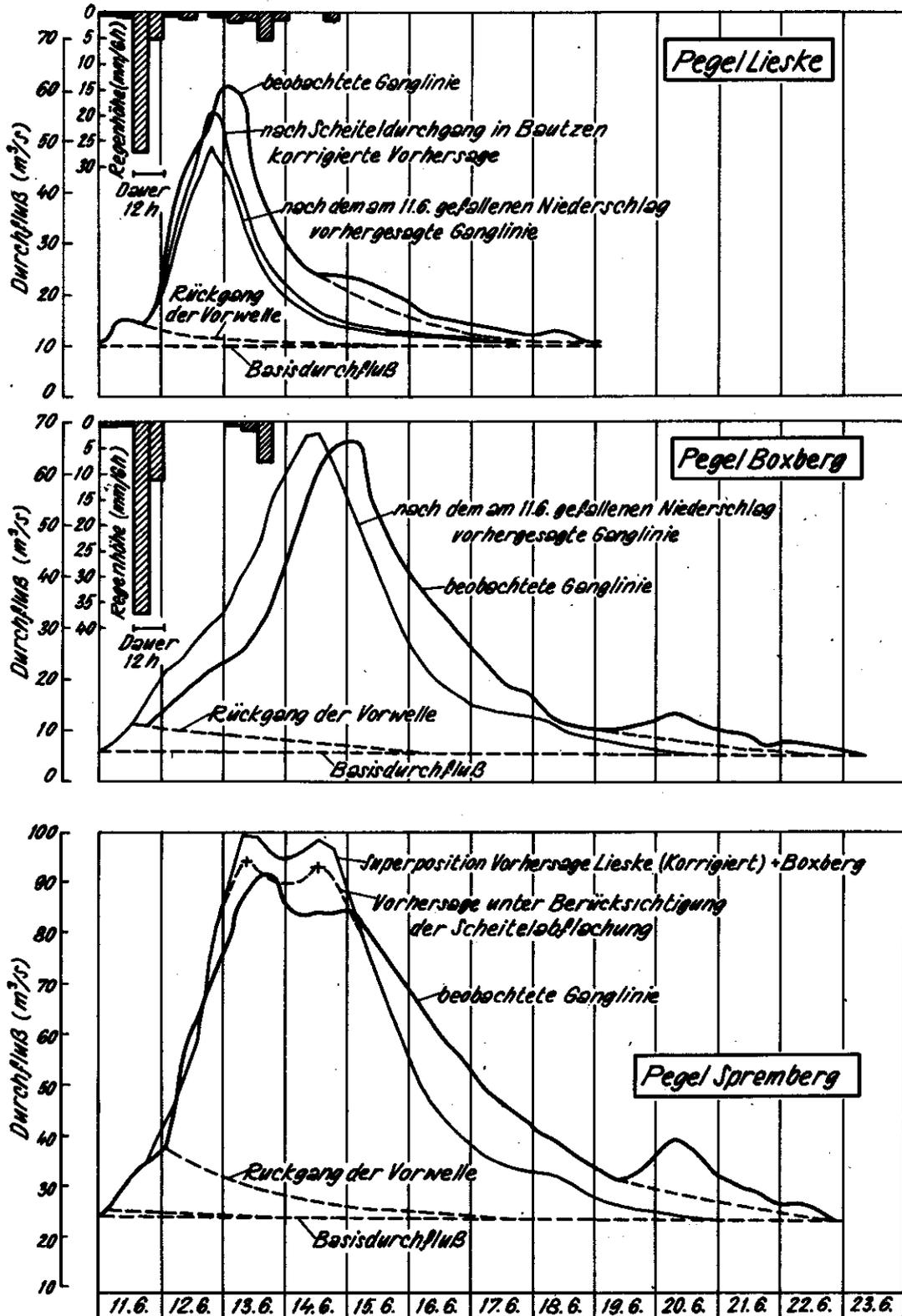


Bild 5: Beobachtete und nach der ausgearbeiteten Vorhersagemethodik berechnete Hochwasserganglinien für das Junihochwasser 1965, das im Anschluß an den Starkregen vom 11.6. zum Abfluß kam



Hochwasservorhersage
 Bautzen - Lieske
 Scheiteldurchflußbeziehung

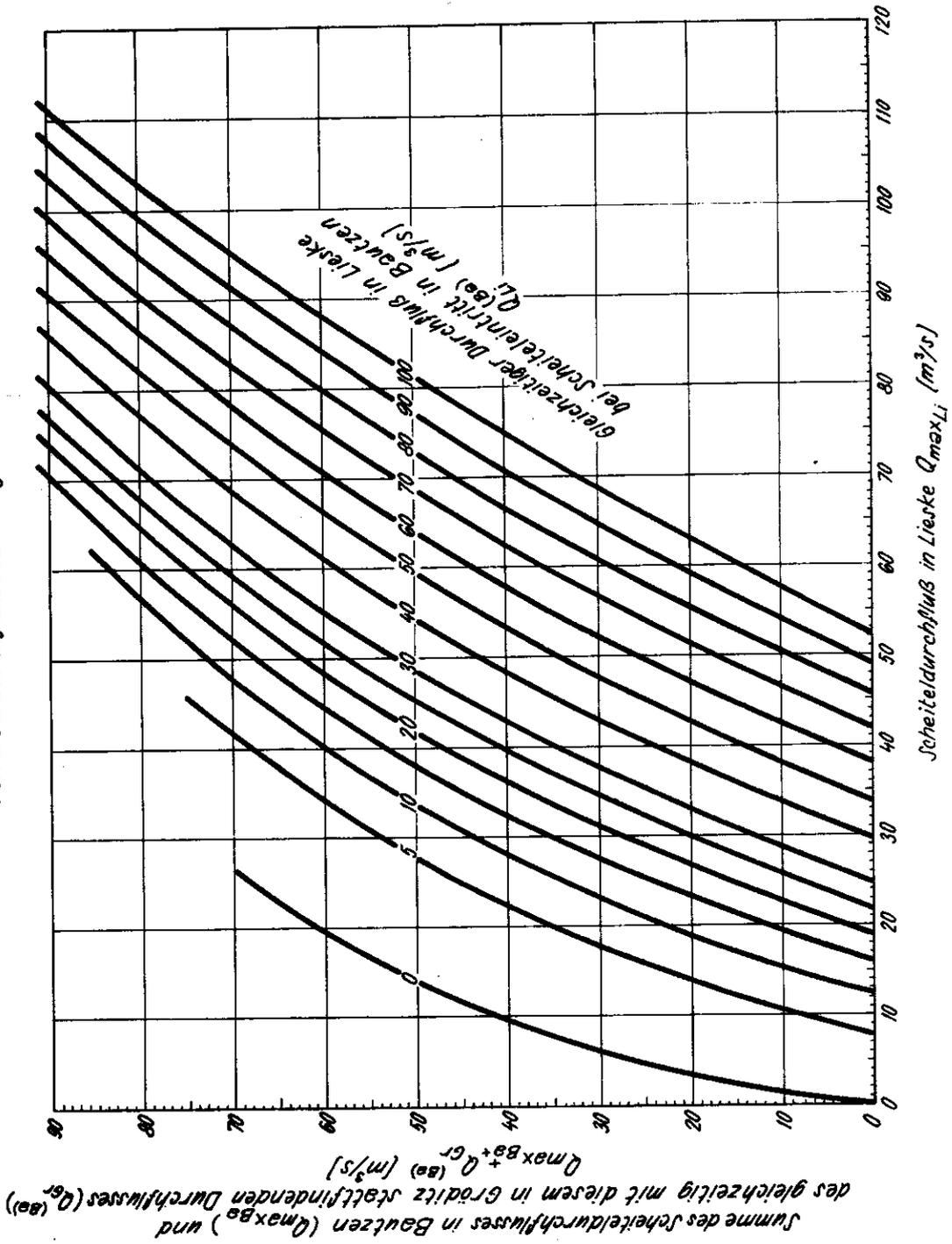
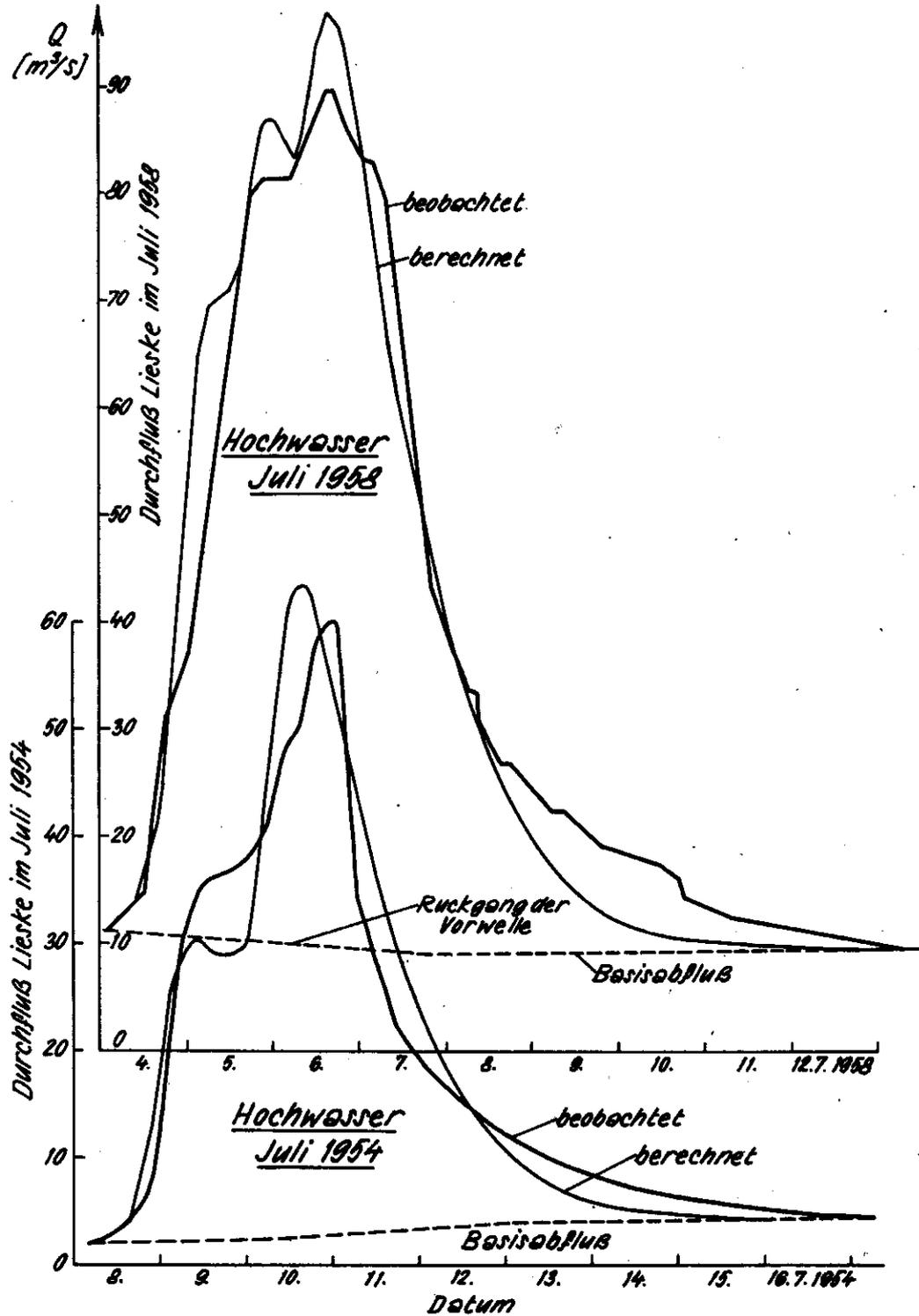


Bild 6

14.15

Bild 7: Gegenüberstellung von beobachteten und nach dem ausgearbeiteten Verfahren berechneten Durchflußganglinien des Pegels Lieske für 2 Beispielhochwässer



Zusammenstellung der Durchflussmessstellen, deren Beobachtungsunterlagen für die Vorhersagenausarbeitung benützt werden konnten

| Wasserlauf | Pegel | Einzugs- gebiets- fläche F_E /km ² / | erfasste Jahresreihe | Anzahl der Hoch- wasser |
|-----------------------|-----------------------|--|---------------------------|----------------------------------|
| Spree | Cottbus ^{x/} | 2327 | 1956 - 64 | 21 |
| " | Spremburg | 2157 | 1956 - 65 | 31 |
| " | Lieske | 783 | 1954 - 65 | 34 |
| " | Bautzen | 276 | 1948 - 65 | 36 |
| Vereinigter Schöps | Boxberg | 660 | 1956 - 65 1930,1938/39 | 31 +6 |
| Löbauer Wasser | Gröditz | 194 | 1948 - 65 | 36 |

x/ ab 1964 durch Speicherbecken Spremburg beeinflusst.

Angaben zur Genauigkeit der für das Obere Spreegebiet aufgestellten
koaxialen N-A-Beziehungen

| Einzugsgebiet des Pegels | Wasserlauf | F_E /km ² / | durchschnittliche Abweichung der vorhergesagten von den beobachte- ten direkten Ab- flüssen /mm/ | extreme Ein- zelabweichun- gen /mm/ | Anzahl der berücksich- tigten Ein- zelwellen |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|---|---|---|
| Bautzen | Spree | 276 | ± 1,4 | 9,1/5,5/5,0 | 51 |
| Lieske | " | 783 | ± 1,7 | 5,0/5,0/4,2 | 29 |
| Gröditz | Löbauer Wasser | 194 | ± 1,2 | 8,4/3,6/3,5 | 51 |
| Jänkendorf | Schwarzer Schöps | 126 | ± 1,8 | 4,4/4,3/3,8 | 29 |
| Boxberg | Vereinigter Schöps | 660 | ± 1,2 | 8,1/5,0/4,0 | 51 |

А Н Н О Т А Ц И Я

После создания водохранилища Шпремберг на верхнем участке реки Шпрее /площадь водосбора 2.200 км²/ возникла необходимость разработки методики более подробного, более точного и как можно более заблаговременного прогноза паводков в этой области. После проведенной обработки, о результатах которой и некоторых новых методических достижениях в обобщенной форме сообщается в этой работе, была получена комплексная методика составления прогноза со следующими основными частями:

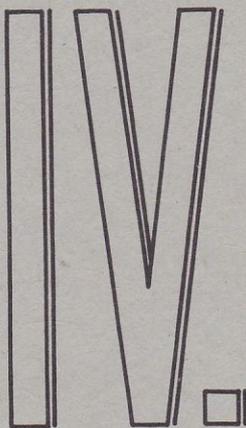
1. Коаксиальные графические связи атмосферных осадков и стока, от части при использовании параметра грунтовых вод, которые были составлены для всех важных частичных водосборных бассейнов, и разработаны на основе новых, теоретически обоснованных принципов.

2. Единичные кривые добегаания для главных водомерных постов, причем для проведения расчетов использовалось автоматическое счетно-решающее устройство.

3. Расчет трансформации волн на основном участке реки Шпрее по методу Маскингам.

4. Вспомогательные графики для уточнения уже изданных прогнозов в течении паводка.

При использовании всех вместе разработанных данных возникает возможность прогноза суммы стока и кривых уровней после выпадения атмосферных осадков для всех основных водомерных постов предназначенной области, включая водомерный пост на притоке к водохранилищу Шпремберг. Приводятся данные о точности прогноза.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

15

ШУЛЯКОВСКИЙ Л. Г., ГИНЗБУРГ Б. М., БАЛАШОВА И. В., (Москва)
Прогнозы замерзания вновь создаваемых водохранилищ

SCHULAKOWSKI L. G., GINSBURG B. M., BALASCHOWA I. W., (Moskau)
Prognosen für Zufrieren neugeschaffener Flusstauseen

ŠULAKOVSKIJ L. G., GINSBURG B. M., BALAŠOVA I. V., (Moskva)
Prognózy zamŕzania novovybudovaných riečnych nádrží

SHULAKOVSKI L. G., GINSBURG B. M., BALASHOVA I. V. (Moscou)
Prévisions de la prise en glace des réservoirs fluviaux

SHULAKOWSKI L. G., GINSBURG B. M., BALASHOWA I. W., (Moscau)
Forecasting of the Ice Cover Formation in the Just Completed
Reservoirs

ПРОГНОЗЫ ЗАМЕРЗАНИЯ ВНОВЬ СОЗДАВАЕМЫХ РЕЧНЫХ ВОЛОХРАНИЛИЩ

Профессор, доктор географических наук Л.Г. ШУЛЯКОВСКИЙ,
кандидаты технических наук Е.М. ГИНЗБУРГ и И.В. ВАЛАСОВА
Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР
Москва

Многие реки Советского Союза в результате широкого гидроэнергетического строительства постепенно превращаются в каскад водохранилищ. Крупнейшие водохранилища созданы на Ангаре, Волге, Каме, Днепре и других реках. Их ледовый режим резко отличается от ледового режима рек в естественном состоянии.

Исследования возможных изменений ледового режима в связи с проектированием гидроэлектростанций были начаты в СССР еще в тридцатых годах. Эти исследования, в которых принимали участие многие советские гидрологи, продолжались и в последующие годы.

Наибольшее практическое значение, особенно для навигации, имеют прогнозы замерзания водохранилищ, а также сведения о режиме замерзания в новых условиях. Выполнены специальные исследования и получены методы расчета ежегодных дат замерзания водохранилищ по морфометрическим и гидравлическим характеристикам и метеорологическим данным при отсутствии данных непосредственных наблюдений. /Пиотрович 1958, Шуляковский 1960/. В настоящее время для таких расчетов в Гидрометеорологической службе СССР применяется метод Л.Г. Шуляковского. Заметим, кстати, что основные принципы этого метода применительно к рекам с примерами расчета для Дуная были изложены в докладе А.И. Афанасьева на предыдущей конференции /Афанасьев, 1963/.

Основные особенности метода состоят в следующем.

1/ Теплоотдача при расчете температуры воды вычисляется по температуре свободной поверхности, а не по температуре поверхностного слоя воды.

2/ Время начала ледообразования определяется по снижению до температуры ледообразования температуры свободной поверхности, а не температуры поверхностного слоя или средней по глубине. Для озер и водохранилищ это очень важно, так как температура их свободной поверхности может в рассматриваемый период весьма существенно, иногда на целые градусы, отличаться от средней по глубине температуры воды /при гомотермии/.

Время начала ледообразования определяется с помощью неравенства

$$t \leq - \frac{B_n}{\alpha_n} \quad / 1 /$$

основанного на уравнении теплового баланса на поверхности воды для момента начала ледообразования.

Здесь t - средняя по глубине температуры воды; B_n - результи-

рующая /на водной поверхности/ тепловых потоков излучения, испарения и обмена теплом с воздухом; α_n - коэффициент подачи тепла из воды к поверхности раздела вода - воздух. Все обозначения для момента начала ледообразования.

Неравенство /1/ показывает, что ледообразование на поверхности воды становится возможным тогда, когда средняя по глубине v_n^* температура воды оказывается меньше /или равной/ величины $-\frac{B_n}{\alpha_n}$. Последняя величина, таким образом, равна средней по глубине температуре воды, при которой в данных метеорологических и гидродинамических условиях становится возможным ледообразование на поверхности воды.

Коэффициент α определяется по формуле

$$\alpha = 1745 v + 106 w / c \rho \text{ кал/см}^2 \text{ сутки град.} \quad / 2 /$$

где v - скорость течения м/сек, w - скорость ветра м/сек, c и ρ - удельная теплоемкость и плотность воды.

Средняя температура воды /в рассматриваемый период наблюдается гомотермия/ рассчитывается по формуле

$$v^* = v_0^* e^{-na_0} + \sum_{i=1}^n \left[\theta_i \left(e^{-(n-i)a_0} - e^{-(n-i+1)a_0} \right) \right] + \left(\frac{d}{k} + \frac{(\alpha+k)q}{\alpha k} \right) \left(1 - e^{-na_0} \right) \quad (3)$$

где v^* - средняя по глубине температура воды в начальный момент времени /в начальном сечении/. e - основание натуральных логарифмов, n - число интервалов времени, $a_0 = \frac{t \alpha k}{(\alpha+k) h c \rho}$, t - интервал времени, k - коэффициент теплообмена, h - глубина водоема, θ - температура воздуха, средняя за интервал времени, d - удельный теплообмен при температуре поверхности воды (v_n^*), равной θ , q - удельный приток тепла от ложа водоема.

В работах /Шуляковский, 1960, Центральный институт прогнозов, 1963/ приводятся для разных районов таблицы значений коэффициента k - в зависимости от скорости ветра и температуры воздуха, параметра d - в зависимости от географической широты, даты и скорости ветра, а также величины q . Там же описываются способы расчета притока тепла с подземными водами и приводятся его примерные удельные величины; дана формула для расчета температуры воды при наличии существенного теплообмена в связи с притоком подземных вод.

Вычисление величины B_n производится по известным формулам для эффективного излучения, испарения и турбулентного обмена теплом.

Анализ процесса образования ледяного покрова на озерах и водохранилищах показал, что время, когда на данной площади водоема становится возможным ледообразование /определяемое с точностью до суток/, практически означает и начало ледостава. Поэтому за время начала ледостава на озерах и водохранилищах при отсутствии речного течения принимается дата начала ледообразования. При сохранении на водохранилище существенного речного течения дата начала ледостава определяется путем расчета, исходя из рассчитанной даты начала ледообразования, в зависимости от скорости течения и морфометрических характеристик водохранилища.

Проверка точности изложенного метода расчета произведена на многих

озерах и водохранилищах, расположенных в различных физико-географических районах. Всего рассчитано 250 случаев начала ледостава; в 86% всех случаев погрешность расчета не превысила ± 1 дня и лишь в 3% случаев она достигла ± 3 дней.

С помощью этого метода по метеорологическим данным за прошлые годы и с использованием морфометрических и гидравлических характеристик водохранилищ, предусмотренных проектом, рассчитаны ежегодные даты замерзания большей части вновь созданных водохранилищ /Ефремова, 1960, 1961, Виноградова, 1961, Кожанкова, 1961, Кожанкова и Казина, 1965, Гинебург, Балашова и Антипова, 1967 и др./.

Полученные ряды дат /за 30-40 лет/ охватывают различные, в том числе и экстремальные условия. Они позволяют получить представление о режиме замерзания водохранилищ и служат основой для получения методов долгосрочных прогнозов.

Первые ледоставные перемички, предсказание которых особенно важно, так как они лимитируют навигацию, образуются обычно в верхних частях водохранилищ.

Там, где выше водохранилища находится свободная река, замерзание начинается в местах выклинивания подпора. Лед появляется здесь в среднем на 3-5 дней позже, а ледостав на 10-15 дней раньше, чем на этом же участке реки в естественных условиях.

На водохранилищах, находящихся в каскаде, под влиянием вышерасположенной гидроэлектростанции /ГЭС/, местоположение первой перемички сдвигается несколько ниже зоны выклинивания подпора и ежегодно меняется в зависимости от сбросных расходов ГЭС. Здесь ледообразование начинается на 8-10 дней позже, чем на реке, а ледостав наступает всего на несколько дней раньше, чем в естественных условиях. Таким образом, создание каскада ГЭС обеспечивает наиболее благоприятные условия для судоходства в осенний период.

На глубоководных участках водохранилищ появление льда происходит в среднем на 10-15 дней позже, чем на реке, а ледяной покров образуется в сроки, близкие к срокам начала ледостава на реке.

В отдельные годы разница в датах появления льда и начала ледостава на реке и водохранилище колеблется в очень больших пределах и может достигать 25-30 дней. Отсюда ясно, что нельзя определять ежегодные даты наступления ледовых явлений на водохранилище путем введения поправок к датам наступления этих явлений на реке.

На ежегодную изменчивость сроков замерзания водохранилищ, помимо метеорологических условий, влияет и режим работы ГЭС, особенно изменение расходов воды. В отдельных случаях, главным образом при неустойчивой погоде, изменение расхода на 30-50 % может вызвать изменение даты замерзания на 8-12 дней.

Интересно отметить такой факт: водохранилища, созданные на реках, которые замерзали не каждую зиму, как например, Каховское водохранилище на Нижнем Днепре /по расчетам Пиотровича/, ежегодно покрывается льдом.

Наличие рассчитанного многолетнего ряда дат начала ледостава на водохранилищах позволяет исследовать зависимость времени замерзания от атмосферных процессов предшествующего периода. При этом рассматриваются особенности развития атмосферных процессов, с которыми связан приток холодного воздуха в данный район и закономерности развития этих процессов во времени. Применяемые характеристики атмосферных процессов обязательно выражаются числом /индексом/, что позволяет объективно оценивать точность методов и выпускать прогнозы в вероятностной форме /Центральный институт прогнозов, 1963/. Широко применяются в практике индексы циркуляции J , отражающие направление и интенсивность воздушного потока в нижней тропосфере.

Наиболее простые методы долгосрочных прогнозов замерзания тех водохранилищ, на которых осенью поддерживается приблизительно одинаковый уровень воды и невелики колебания расходов воды. Если к тому же и сроки начала ледостава на лимитирующем навигацию участке близки к срокам появления льда на реке, то к прогнозу начала ледостава на водохранилище можно применить существующую методику прогноза появления льда на реке /Ефремова, 1961/.

При значительных колебаниях расходов воды их величина непосредственно входит в расчетное уравнение /Ефремова, 1965/.

$$\Delta \vartheta = aJ + bQ + c \quad /4/$$

где $\Delta \vartheta$ - отклонение от нормы даты начала ледостава, J - локальный индекс атмосферной циркуляции, характеризующий направление и интенсивность переноса воздушных масс в предшествующем месяце, Q - расход воды, a, b, c - постоянные параметры уравнения.

Такие сравнительно простые методы дают хорошие результаты преимущественно для тех районов, где осенние атмосферные процессы развиваются наиболее устойчиво.

Для водохранилищ, сроки замерзания которых значительно отличаются от речных, и на эти сроки заметно влияет изменение расхода воды, методика прогноза сложнее. Здесь приходится учитывать ряд разных характеристик атмосферы процессов. Так, для волжских водохранилищ /Гинабург, Балашова, Антипова, 1967/ прогнозы составляются с помощью уравнения

$$\Delta \vartheta = A \Sigma \Delta \theta + B J + C \quad /5/$$

где $\Sigma \Delta \theta$ - индекс похолоданий, представляющий сумму понижений средней суточной температуры воздуха ниже нормальной во второй и третьей декадах сентября, B - коэффициент, зависящий от контраста средней температуры воздуха в тропосфере по нормали к направлению воздушного потока в тот же период, J - индекс, отражающий степень меридиональности направления воздушного потока в тропосфере в указанный период, A и C - параметры уравнения, постоянные для каждого водохранилища.

Характерный период - вторая и третья декады сентября - выбран в соответствии с тем, что это время возникают атмосферные процессы, которые впоследствии становятся преобладающими /Пагава, 1966/ и обуславливают время замерзания

водохранилищ.

Прогноз составляется в вероятностной форме, причем вероятность отклонения дат начала ледостава от рассчитанных по формуле /5/ определяется в зависимости от условий дружного или недружного замерзания и расхода воды. Условием дружного замерзания является формирование в осенние месяцы очагов холода и высокого давления в приполярных зонах.

Ошибки долгосрочных прогнозов по изложенным методам в среднем в 85% случаев не превышают 5-6 дней.

Уточнение долгосрочных прогнозов с меньшей заблаговременностью возможно путем учета влияния атмосферных процессов, возникающих после выпуска прогноза либо путем расчета вероятных дат ледостава по температуре воды и ожидаемой температуре воздуха. Уточнения первого типа не отличаются по методике от долгосрочных прогнозов. Заблаговременность уточнений второго рода зависит от возможностей прогноза температуры воздуха.

Наибольшая заблаговременность достигнута при расчете охлаждения воды по несколько упрощенному варианту формулы /3/ с использованием прогнозов средней температуры воздуха на 6-10 дней, составляемых по синоптико-статистическому методу/Кац, 1965/. Имея ожидаемую температуру воды и кривую обеспеченности длительности периода времени от ее наступления до начала ледостава, можно с заданной вероятностью определить дату, до которой не образуется ледостав. При обеспеченности 95% средняя заблаговременность таких прогнозов составляет 12-15 дней. Трудоемкие вычисления по этому методу выполняются на электронно-вычислительной машине.

Более точные прогнозы составляются на основе расчета по уравнению /1/ с использованием прогноза средней суточной температуры воздуха на 3-5 дней. Опыт показал, что учет прогноза температуры воздуха понижает обеспеченность одинаковых ошибок по сравнению с расчетом по фактическим данным в среднем на 10%.

Тем не менее, точность краткосрочных прогнозов начала ледостава на водохранилищах высока, их средняя ошибка не превышает одного дня. Рассчитанные режимные характеристики и полученные методы долгосрочных и краткосрочных прогнозов начала ледостава позволили успешно удовлетворять запросы множества народнохозяйственных организаций, использующих многочисленные вновь созданные водохранилища на реках СССР.

Л и т е р а т у р а

- Плотрович В.В., 1958. Образование и стаивание льда на озерах-водохранилищах и расчет сроков ледостава и очищения. Москва, Гидрометеоздат.
- Шуляковский Л.Г., 1960. Появление льда и начало ледостава на реках, озерах и водохранилищах. Расчеты для целей прогнозов. Москва, Гидрометеоздат.

Афанасьев А.И., 1963. Расчет времени почтения льда на нижнем Дунае. Доклады III международной конференции придунайских стран по гидрологическим прогнозам.

Центральный институт прогнозов, 1963. Руководство по гидрологическим прогнозам. Вып. 4. Прогнозы ледовых явлений на реках и водохранилищах. Ленинград, Гидрометеоснабдат.

Ефремова Н.Д., 1960. Метод долгосрочного прогноза сроков начала ледостава на Камском водохранилище. Труды Центрального института прогнозов, вып. 100.

Ефремова Н.Д., 1961. Метод долгосрочного прогноза начала ледостава на Новосибирском водохранилище. Труды Центрального института прогнозов, вып. 114.

Виноградова Н.Ф., 1961. Методика долгосрочного прогноза сроков начала ледостава на Цимлянском водохранилище и Волго-Донском судоходном канале им. В.И. Ленина. Труды Центрального института прогнозов, вып. 114.

Кожанкова Л.В., 1961. Замерзание Горьковского водохранилища по данным расчета за многолетний период. Труды Центрального института прогнозов, вып. 114.

Кожанкова Л.В. и Казина Р.П., 1965. Основные черты режима замерзания Кременчугского водохранилища. Труды Центрального института прогнозов, вып. 151.

Гинзбург В.М., Балашова И.В. и Антипова Е.Г., 1967. Методика прогнозов замерзания волжских водохранилищ. Метеорология и гидрология № 1.

Ефремова Н.Д., 1965. Замерзание камских водохранилищ и методика его предсказания. Труды Центрального института прогнозов, вып. 151.

Пагава С.Т., 1966. Особенности циркуляции атмосферы в предвесье. Метеорология и Гидрология № 1.

Кац А.Л., 1965. Опыт построения синоптико-статистической методики прогноза декадной аномалии температуры. Метеорология и Гидрология № 5.

А Н Н О Т А Ц И Я

Гидротехническое строительство превращает крупнейшие реки Советского Союза в каскад водохранилищ. Для характеристики их нового ледового режима производится расчет дат ледостава за многолетний период. Даты ледостава рассчитываются по метеорологическим данным за прошлые годы с использованием гидравлических и морфометрических характеристик водохранилищ, предусмотренных проектом.

Место образования первых ледоставных перемычек на водохранилищах и изменение дат их образования по сравнению с речными условиями определяется изменением глубины, скорости течения, а также расстоянием от вышерасположенной ГЭС

Начало ледообразования на водохранилищах происходит в среднем на несколько дней позже, чем было на реке, значительно уменьшилась вероятность раннего появления льда. Образование ледяного покрова, наоборот, начинается значительно раньше, чем на реке.

Полученные многолетние ряды дат начала ледостава позволили разработать методы долгосрочного прогноза замерзания водохранилищ. Они основаны на зависимости времени замерзания от атмосферных процессов предшествующего периода и учитывают:

а/ Характеристики гидрологических факторов, влияющих на замерзание водохранилищ;

б/ Особенности атмосферных процессов, обуславливающих приток холодных воздушных масс в рассматриваемый район;

в/ Выявленные закономерности развития атмосферных процессов во времени, позволяющие заблаговременно оценить условия замерзания водохранилищ.

Применяемые характеристики атмосферных процессов выражаются числом, что позволяет объективно оценивать точность методов и выпускать прогнозы в вероятностной форме.

Краткосрочные прогнозы составляются путем расчета с использованием прогноза ряда метеорологических элементов на несколько дней.

ZUSAMMENFASSUNG

Durch den hydrotechnischen Bau werden die grössten Ströme der Sowjetunion zu einer Kaskade von Stauseen. Für die Charakteristik derer Eisverhältnisse wird die Berechnung der Daten des Eisstandes für eine mehrjährige Periode durchgeführt. Die Daten des Eisstandes werden nach den meteorologischen Angaben für die vergangenen Jahre unter Anwendung hydraulischer und morphometrischer Charakteristiken der durch den Projekt vorgesehenen Stauseen berechnet.

Die Stelle der Entstehung erster Eisüberbrückungen auf Stauseen und die Veränderung deren Entstehungsdaten gegenüber den Flussbedingungen wird durch die Veränderung der Tiefe, der Strömungsgeschwindigkeit, sowie durch die Entfernung bis zum stromaufwärts liegenden Wasserkraftwerk bestimmt.

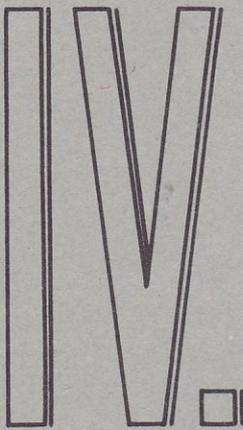
Der Beginn der Eisbildung auf Stauseen erfolgt im Durchschnitt einige Tage später als dies auf dem Fluss der Fall war, es hat sich die Möglichkeit einer frühen Eisbildung bedeutend verringert. Die Bildung der Eisdecke beginnt jedoch bedeutend früher als auf dem Fluss.

Die gewonnenen mehrjährigen Datenreihen für den Beginn des Eisstandes gestatten Verfahren zur langfristigen Prognose des Zufrierens der Stauseen zu entwickeln. Sie beruhen auf der Abhängigkeit der Eisstandzeit von den atmosphärischen Prozessen der vorhergehenden Periode und berücksichtigen:

- a. Charakteristiken der hydrologischen Faktoren die das Zufrieren der Stauseen beeinflussen.
- b. Besonderheiten der atmosphärischen Prozesse die den Zustrom von Kaltluftmassen in den in Frage kommenden Rayon bedingen.
- c. Klärung der Gesetzmässigkeit der zeitlichen Entwicklung atmosphärischer Prozesse die es ermöglichen, die Bedingungen des Zufrierens der Stauseen zu bewerten.

Die verwendeten Charakteristiken der atmosphärischen Prozesse werden durch eine Zahl ausgedrückt, wodurch es möglich wird, die Genauigkeit der Verfahren objektiv zu bewerten und Prognosen in Wahrscheinlichkeitsform zu machen.

Die kurzfristigen Prognosen werden durch die Berechnung unter Verwendung der Prognose einer Reihe meteorologischer Elemente für mehrere Tage zusammengestellt.



KONFERENCIA DUNAJSKÝCH ŠTÁTOV
O HYDROLOGICKÝCH PREDPOVEDIACH

-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН
ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

KONFERENZ DER DONAULÄNDER
FÜR HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

e CONFÉRENCE DES PAYS DANUBIENS
POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

th CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES
ON HYDROLOGICAL FORECASTING

16

MADE J. W. VAN DER, (Haag)

Eine dimensionslose Form für Laufzeiten von Hochwasserwellen

МАДЕ И. В. ВАН ДЕР, (Хаар)

Безразмерное выражение для времени добегания паводочных волн

MADE J. W. VAN DER, (Haag)

Bezrozmerný výraz pre postupové doby povodňových vln

MADE J. W. VAN DER, (Haag)

Les temps de progression des ondes de crue en form sans dimensions

MADE I. W. VAN DER, (The Hague)

Dimensionless Equation for Travel-Time of Floodwaves on River

EINE DIMENSIONSLOSE FORM FÜR LAUFZEITEN VON HOCHWASSERWELLEN

ir J.W. van der MADE
Rijkswaterstaat - die Niederlande

1. EINLEITUNG

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Hochwasserwellen ist gleich an der Abflusszunahme pro Flächeneinheit des Querprofils des Flusses. Wenn in diesem Profil ein grosser Teil der Spiegelbreite nur als Bergung funktioniert und an dem Abfluss teilnimmt, dann wird eine Vergrösserung des Profils mit der Flächeneinheit nur ein geringes Steigen des Wasserstandes und damit zugleich eine geringe Abflusszunahme bedeuten. Umgekehrt wird eine bestimmte Abflusszunahme eine gehörige Vergrösserung des Profils fordern. Das Zustandekommen dessen braucht einige Zeit. Dieses bedeutet eine kleine Fortpflanzungsgeschwindigkeit. Umgekehrt wird eine kleine, nicht abflussführende Breite, die Wellengeschwindigkeit vergrössern.

Auf diesem Prinzip gegründet werden einige Formel für die Laufzeiten abgeleitet, sowohl in einem rechtwinkligen Profil, wie in einem Profil mit Vorländern. Die Formeln werden in eine dimensionslose Form umgesetzt.

Die Ergebnisse werden auf dem niederländischen Teil der Maas, zwischen Maasbracht und Ravenstein /siehe Figur 1/, angewendet. Unterschieden werden die Flusstrecke Maasbracht-Venlo und die Strecke Venlo-Ravenstein. In der Flusstrecke Maasbracht-Venlo wird insbesondere der Streckenteil Maasbracht-Roermond betrachtet, wo der nicht abflussführende Teil des Flussbettes grösser ist als in den anderen Strecken. Dies ist eine Folge der Kiesbaggerungen in dem Hochwasserbett. Die Baggerungen haben eine Gesamtfläche von ungefähr 6 km², wovon ungefähr 3 km² zwischen Maasbracht und Roermond liegen. Zugleich hat der Fluss in dieser Strecke ein Hochwasserbett mit einer Gesamtbreite von 3 bis 4 km, was bedeutend grösser ist als anderwärts am Fluss.

Die abflussführende Breite des Niedrigwasserbettes beträgt in allen Strecken ungefähr 100 m. Die durchschnittliche wasserbergende Breite ist für das Hoch- und Niedrigwasserbett in der Tabelle I gegeben.

TAB. I

| Flusstrecke | Länge /km/ | Wasserbergende Breite /m/ | |
|-----------------------|------------|---------------------------|----------------|
| | | Niedrigwasserbett | Hochwasserbett |
| Maasbracht-Ravenstein | 117 | 200 | 1820 |
| Maasbracht-Venlo | 42 | 270 | 2130 |
| Venlo-Ravenstein | 75 | 160 | 1670 |
| Maasbracht-Roermond | 14 | 350 | 3650 |

Die Kiesausgrabungen, deren Fläche 3 km² beträgt, bedeuten in der Strecke Maasbracht-Roermond eine durchschnittliche wasserbergende Breite von

$$\frac{3 \cdot 10^6 \text{ m}^2}{14 \cdot 10^3 \text{ m}} = 215 \text{ m}$$

Die übrige wasserbergende Breite des Niedrigwasserbettes beträgt damit 350 m - 215 m = 135 m. Diese liegt in derselben Größenordnung als die Breite von 160 m in der Strecke Venlo-Ravenstein, wo keine durchgreifende Arbeiten durchgeführt wurden und wo der Fluss mehr oder weniger sein originelles Profil behalten hat.

Es wurde untersucht inwiefern die Laufzeiten der Hochwasserwellen sich dem Bild anschliessen, welches durch die obengenannten Breitemassen bestimmt werden kann.

2. LAUFZEIT IN EINEM RECHTWINKLIGEN PROFIL

Für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Hochwasserwellen gilt die nachfolgende, allgemein bekannte, Formel:

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad /1/$$

wo

- c - die Fortpflanzungsgeschwindigkeit
- Q - der Abfluss
- A - die Fläche des wasserbergenden Querprofils.

In anderer Form:

$$c = \frac{1}{B_0} \cdot \frac{dQ}{dy} \quad /2/$$

wo

- B_0 - die wasserbergende Breite
- y - die durchschnittliche Wassertiefe.

Die Abflusszunahme pro Tiefeneinheit dQ/dy wird von der Neigung der Tangente an der gültigen Abflusskurve dargestellt, die wieder von der Form des Profils abhängig ist.

Für ein rechtwinkliges Profil kann die Beziehung zwischen Tiefe und Abfluss mittels folgender Formel dargestellt werden:

$$Q = BCy\sqrt{yI} \quad /3/$$

wo

- B - die abflussführende Breite
- C - der Koeffizient von CHÉZY
- I - das Gefälle

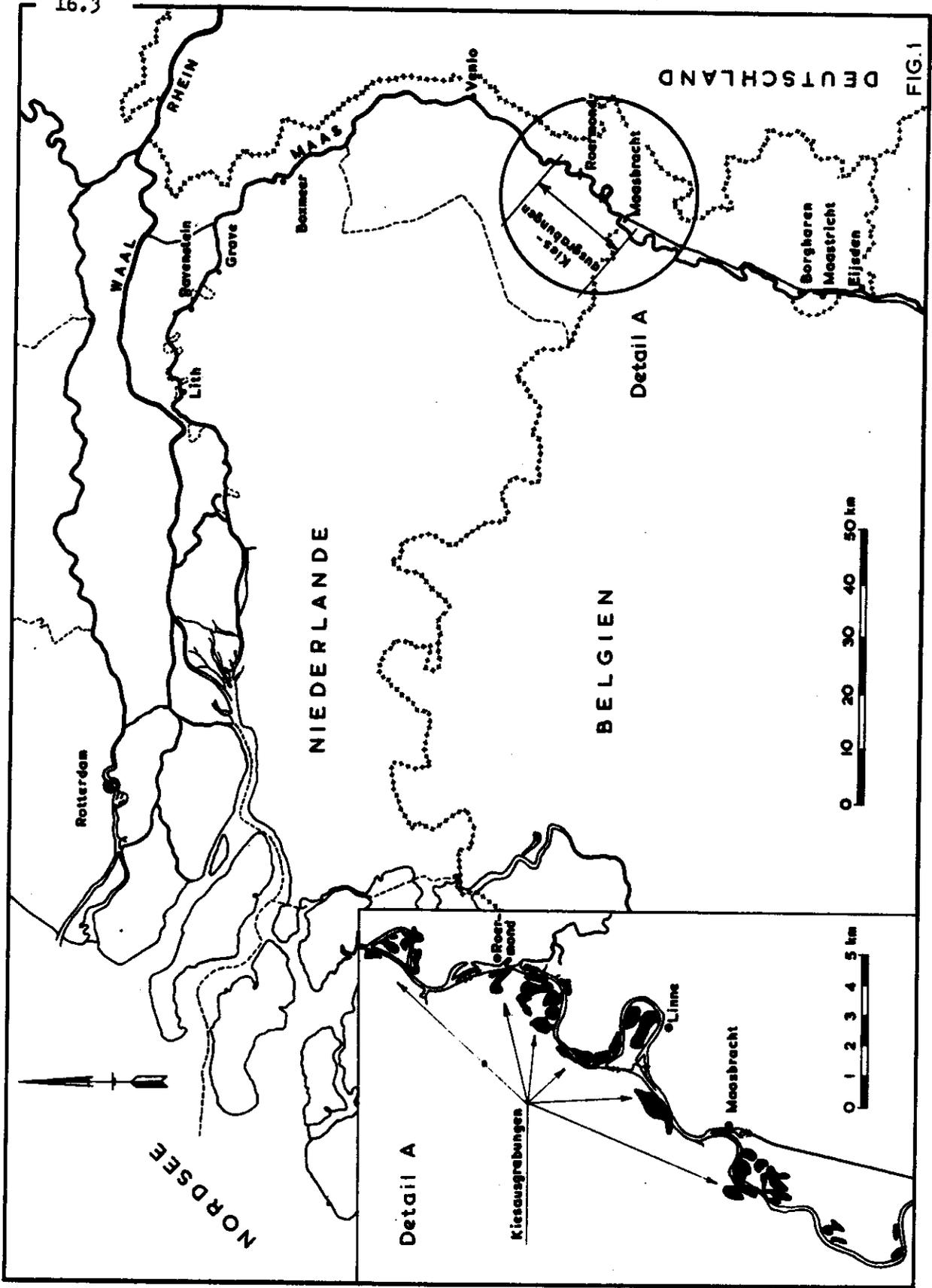


FIG.1

16.4

Für die Bodenrauigkeit wird die Formel von MANNING angewendet

$$C = Ky^{1/6} \quad /4/$$

wo

K - der Koeffizient von MANNING.

Substitution von /4/ in /3/ gibt:

$$Q = BK\sqrt{I} \cdot y^{5/3} \quad /5/$$

Hieraus folgt:

$$\frac{dQ}{dy} = \frac{5}{3} BK\sqrt{I} \cdot y^{2/3} \quad /6/$$

und damit mit Berücksichtigung von /2/ der Fortpflanzungsgeschwindigkeit:

$$c = \frac{5}{3} \cdot \frac{B}{B_0} \cdot K\sqrt{I} \cdot y^{2/3} \quad /7/$$

Bei einer bestimmten Wassertiefe y ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit proportional mit dem Verhältnis zwischen der abflussführenden und der wasserbergenden Flussbreite.

Den Zusammenhang der Fortpflanzungsgeschwindigkeit c mit dem Abfluss Q findet man, wenn y aus /5/ und /7/ eliminiert wird:

$$c = \frac{5}{3} \cdot \frac{1}{B_0} (BK\sqrt{I})^{3/5} \cdot Q^{2/5} \quad /8/$$

In einer Flussstrecke mit der Länge l ist die Laufzeit einer Hochwasserwelle, besonders ihres Scheitels

$$T = \frac{l}{c} = \frac{3}{5} \cdot \frac{l B_0}{(BK\sqrt{I})^{3/5}} \cdot Q^{-2/5} \quad /9/$$

Es zeigt sich, dass die Laufzeit der Potenz $-2/5$ des Abflusses proportional ist.

Betrachten wir nun einen Standardabfluss Q_V in einem Standardprofil das über die ganze Breite abflussführend ist, d.h. $B_0 = B$, dann beträgt die Laufzeit T_V über l infolge /9/

$$T_V = \frac{3}{5} \cdot \frac{l B}{(BK\sqrt{I})^{3/5}} \cdot Q_V^{-2/5} \quad /10/$$

Das Verhältnis der Laufzeiten in einem Profil mit wasserbergender Breite B_0 und mit einem beliebigen Abfluss Q einerseits, und in dem Standardprofil mit dem Abfluss Q_V andererseits, beträgt:

$$\frac{T}{T_V} = \frac{B_0}{B} \left(\frac{Q}{Q_V} \right)^{-2/5} \quad /11/$$

Die abflussführende Breite B , die Bodenrauigkeit K und das Gefälle I werden für die beiden Profile gleich angenommen. Wir ersetzen die Ausdrücke:

$$\frac{I}{I_0} = t \quad /12/$$

$$\frac{Q}{Q_0} = q \quad /13/$$

$$B_0 = (1+m)B \quad /14/$$

Die Formel /11/ lautet dann:

$$t = (1+m) \cdot q^{-2/5} \quad /15/$$

Diese Formel gibt einen dimensionslosen Ausdruck für die Laufzeit im Verhältnis zu einem bestimmten Standardfall. Wenn dieser Fall vollkommen bekannt ist, dann können sonstige Fälle, die durch Variationen der wasserbergenden Breite und des Abflusses entstehen, unmittelbar abgeleitet werden.

Wenn bei jedem Abfluss die ganze Breite abflussführend ist ($B_0 = B; m=0$), dann gilt:

$$t = q^{-2/5} \quad /16/$$

Eine grafische Darstellung auf doppellogarithmischem Papier gibt eine Gerade mit der Neigung $-2/5$. Siehe Figur 2, Linie 1.

Gibt es daneben noch eine konstante, nicht abflussführende Breite mB , d.h. eine Gesamtbreite $(1+m)B$, dann gilt die Linie 2, die in einer Distanz $\log(1+m)$ über der Geraden 1 liegt. Variiert jedoch die wasserbergende Breite, dann variiert auch die Distanz $\log(1+m)$ in Bezug auf die Gerade 1. In derartigen Fällen gibt z.B. die Linie 3, die einen kurvenartigen Verlauf hat.

3. LAUFZEIT IN EINEM PROFIL MIT ABFLUSSFÜHRENDEN VORLÄNDERN

Ein Schema eines derartigen Profils gibt Figur 3.

Der Gesamtabfluss durch das Hochwasserbett ist die Summe des Abflusses durch das Niedrigwasserbett und die Vorländer:

$$Q = BK\sqrt{I} \cdot y^{5/3} + nBK\sqrt{I} \cdot (y-h)^{5/3} \quad /17/$$

Sei der Standardabfluss Q_0 gleich dem Abfluss bei vollem Niedrigwasserbett:

$$Q_0 = BK\sqrt{I} \cdot h^{5/3} \quad /18/$$

dann gilt das Verhältnis:

$$\frac{Q}{Q_0} = q = \left(\frac{y}{h}\right)^{5/3} + n\left(\frac{y}{h} - 1\right)^{5/3} \quad /19/$$

Die Laufzeit von Hochwasserwellen über eine Distanz l folgt aus der nachfolgenden Ableitung. Aus /17/ folgt:

$$\frac{dQ}{dy} = \frac{5}{3} BK\sqrt{I} \cdot h^{2/3} \cdot \left[\left(\frac{y}{h} \right)^{2/3} + n \left(\frac{y}{h} - 1 \right)^{2/3} \right] \quad /20/$$

Substitution in die Formel /2/ gibt die Fortpflanzungsgeschwindigkeit c . Daraus folgt die Laufzeit:

$$T = \frac{l}{c} = \frac{3}{5} \cdot \frac{l B_0}{BK\sqrt{I}} \cdot h^{-2/3} \cdot \left[\left(\frac{y}{h} \right)^{2/3} + n \left(\frac{y}{h} - 1 \right)^{2/3} \right]^{-1} \quad /21/$$

Für $Q_v(y=h; B_0=B)$ gilt:

$$T_v = \frac{3}{5} \frac{l B}{BK\sqrt{I}} \cdot h^{-2/3} \quad /22/$$

Bemerkung. Es handelt sich hier um ein idealisiertes Niedrigwasserbett, wobei die Gesamtbreite abflussführend ist. Gibt es eine wasserbergende Breite B_{0z} , die teilweise nicht abflussführend ist, dann muss man die Laufzeit T_v mit einem Faktor B_{0z}/B multiplizieren.

Aus /21/ und /22/ folgt das Verhältnis:

$$t = \frac{T}{T_v} = \frac{B_0}{B} \left[\left(\frac{y}{h} \right)^{2/3} + n \left(\frac{y}{h} - 1 \right)^{2/3} \right]^{-1} \quad /23/$$

Gemäss Figur 3 gilt:

$$B_0 = B + nB + mB \quad /24/$$

Eingeführt wird nun die "Laufzeitfunktion" t_r , die folgend ist:

$$t_r = \left[\left(\frac{y}{h} \right)^{2/3} + n \left(\frac{y}{h} - 1 \right)^{2/3} \right]^{-1} \quad /25/$$

Daraus ergibt sich:

$$t = (1+n+m) \cdot t_r \quad /26/$$

In Worten: Das Laufzeitverhältnis t ist proportional der Laufzeitfunktion t_r gemäss dem Faktor:

$$\frac{\text{Gesamtbreite des Hochwasserbettes}}{\text{Breite des abflussführenden Niedrigwasserbettes}}$$

Die Laufzeitfunktion erfordert einige Bemerkungen. Die Beziehung zwischen dieser Funktion und dem Abflussverhältnis Q findet man, wenn man in den Gleich-

chungen /25/ und /19/ die Grösse y/h als Parameter betrachtet. Bei jeder Grösse von y/h kann man die Grössen von Q und t_r finden. Die grafische Darstellung der Beziehung zwischen Q und t_r auf doppellogarithmischem Papier gleicht also im Wesen der Figur 4.

Die Kurve berührt die t_r -Achse im Nullpunkt des Koordinatensystems. Für grosse Abflüsse nähert sich die Kurve der Asymptote, die die Neigung $-2/5$ hat und die durch den Punkt geht, der in einer Distanz $\frac{3}{5} \log(1+n)$ unter dem Nullpunkt des koordinatenanfangs liegt. Aus /25/ folgt:

$$\lim_{y \rightarrow \infty} t_r = \left[(1+n) \left(\frac{y}{h} \right)^{2/3} \right]^{-1} \quad /27/$$

und aus /19/:

$$\lim_{y \rightarrow \infty} Q = (1+n) \left(\frac{y}{h} \right)^{5/3} \quad /28/$$

Die Elimination von y/h ergibt:

$$\lim_{Q \rightarrow \infty} t_r = (1+n)^{-3/5} \cdot Q^{-2/5} \quad /29/$$

woraus folgt:

$$\lim_{Q \rightarrow \infty} (\log t_r) = -\frac{3}{5} \log(1+n) - \frac{2}{5} \log Q \quad /30/$$

Dies ist die Gleichung der Asymptote.

Um die Kurve des Laufzeitverhältnisses t zu finden, muss man gemäss der Formel /26/ die t_r -Kurve um eine Distanz $\log(1+n+m)$ nach oben schieben. Auf diese Weise entsteht Fig.5.

Hierüber ist das Nachfolgende zu bemerken. Für das Niedrigwasserbett mit der Breite B gilt die Linie 1. Bei dem Punkt A ist das Niedrigwasserbett ganz gefüllt. Der Abfluss beträgt dann Q_v ($Q=1$). Für Abflüsse, die etwas grösser sind, lässt die wasserbergende Breite $(1+n+m)$ den Verlauf von t nach Punkt B überspringen. Wenn das Hochwasserbett vollkommen ohne Abfluss ist, dann gilt die Linie 2, die in einer Distanz $(1+n+m)$ über der Linie 1 liegt. Gibt es jedoch einen abflussführenden Teil nB , wie beim Profil von der Figur 3, dann nimmt die Laufzeit wegen des grösseren Abflussvermögens des Flusses stark ab. In diesem Fall gilt die Linie 3.

Für sehr grosse Abflüsse nähert sich nach /27/ die Laufzeit dem Wert:

$$t = \frac{1+n+m}{1+n} \cdot \left(\frac{y}{h} \right)^{-2/3} \quad /31/$$

oder Abfluss ausgedrückt mit Gleichung /29/

$$t = \frac{1+n+m}{(1+n)^{3/5}} \cdot Q^{-2/5} \quad /32/$$

Diese Asymptote wird durch die Linie 4 in Fig.5 dargestellt. Tatsächlich ist diese Linie die Laufzeitlinie eines rechtwinkligen Profils mit einer abflussführenden Breite $(1+n)B$ und einer wasserbergenden Breite $(1+n+m)B$. Fig.6 gibt ein derartiges Profil I im Vergleich mit dem zuvor erwähnten Profil II mit Vorländern. Figur 6.

Der Abfluss durch das Profil I bei einer Wassertiefe h (= die Tiefe des Niedrigwasserbettes im Profil II) beträgt:

$$Q_v^* = (1+n)Q_v \quad /33/$$

Anwendung der Formel /11/ für das Laufzeitverhältnis in einem rechtwinkligen Profil gibt:

$$t^* = \frac{\text{wasserbergende Breite}}{\text{abflussführende Breite}} \cdot \left(\frac{Q}{Q_v^*} \right)^{-2/5} = \frac{1+n+m}{1+n} \left[\frac{Q}{(1+n)Q_v} \right]^{-2/5} =$$

$$= \frac{1+n+m}{(1+n)^{3/5}} \cdot Q^{-2/5} \quad /34/$$

Diese Formel ist der Formel /32/ gleich. Das bedeutet, dass sich für sehr grosse Abflüsse die Laufzeiten im Profil I und II nähern. Die Gestaltung des untersten Teiles des Profils ist dann nur von sehr geringer Bedeutung.

4. DAS BILD DER LAUFZEITLINIEN IN DER PRAXIS

Inwiefern werden nun in der Praxis die Laufzeiten von Hochwasserwellen dem in Figur 5 dargestellten Schema entsprechen? Hierüber kann man das Nachfolgende bemerken.

Im allgemeinen wird das Niedrigwasserbett nicht über die ganze Breite abflussführend sein, besonders wenn sich dem Fluss entlang viele Hafens, alte Flussarme und Einbuchtungen befinden. Die wirkliche Laufzeitlinie wird daher für Abflüsse kleiner als der Standardabfluss Q_v ($Q < 1$), über der Linie 1 liegen. Weil die wasserbergende Breite meistens mit der Wassertiefe zunehmen wird /also mit dem Abfluss/, kann man einen Verlauf nach a-b in Fig.5 erwarten.

Daneben wird der Übergang beim Überfließen der Vorländer weniger scharf sein als es für den idealisierten Fall abgeleitet wurde. Den Scheitel beim Punkt B wird man in der Praxis nicht finden. Hierzu sind nachfolgende Gründe anzuführen:

- 1/ Infolge der Scheitelverflachung wird der Abfluss Q_v nur an einer Stelle an dem Fluss auftreten. Die Beobachtungen beziehen sich jedoch auf Strecken einer bestimmten Länge. Wenn der Abfluss stromaufwärts grösser ist als Q_v und stromabwärts kleiner ist als dieser Wert, dann findet man einen Durchschnitt der links und rechts von A geltenden Laufzeitwerte.
- 2/ In der Längsrichtung des Flusses wird die Höhe h der Vorländer nicht überall gleich sein. An einem Ort findet die Überschwemmung statt bei einer niedrigen Wassertiefe, so bei einem kleineren Abfluss als anderswo.

- 3/ In der Querrichtung wird das Hochwasserbett nicht immer an einem bestimmten Niveau sofort seine ganze Breite erreichen. Meistens gibt es eine allmähliche Zunahme.

Diese drei Faktoren rufen das Verschwinden des Scheitels beim Punkt B hervor und die Laufzeitlinie nimmt einen Verlauf z.B. nach b-c in Fig.5. Auf der ganzen Strecke ist also eine Kurve mit der Form a-b-c- zu erwarten.

5. ANWENDUNG AUF DIE MAAS

Für die in der Einleitung genannten Flussstrecken der Maas werden jetzt die Laufzeitfiguren - verfasst nach dem Prinzip von Fig.5 - näher erklärt.

Für das abflussführende Profil kann man ein konstantes Profil in allen Strecken annehmen. In diesem Standardprofil ist:

- die abflussführende Breite des Niedrigwasserbettes: $B = 100 \text{ m}$
- die Bodenrauigkeit nach MANNING: $K = 38,5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- das Gefälle: $I = 1,10^{-4} = 0,10 \text{ m/km}$
- die Wassertiefe des gefüllten Niedrigwasserbettes: $h = 8,60 \text{ m}$
- der Standardabfluss bei vollem Niedrigwasserbett: $Q_v = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$
- die abflussführende Breite in den Vorländern: $nB = 500 \text{ m}$
- das Breitenverhältnis n : $n = 5$

Die Koeffiziente m_2 und m für das nicht abflussführende Niedrig- und Hochwasserbett kann man aus den Daten von der Tabelle I deduzieren. Die Laufzeit T_v bei einem Standardabfluss Q_v kann nach Formel /10/ berechnet werden. Die Resultate sind in der Tabelle II angeführt.

TAB. II

| Flussstrecke | Niedrigwasserbett | Hochwasserbett | | Laufzeit T_v /Stunden/ t | Laufzeitfigur N_r |
|-----------------------|-------------------|----------------|------|------------------------------------|---------------------|
| | m_2 | n | m | | |
| Maasbracht-Ravenstein | 2,0 | 5 | 12,2 | 12,0 | 7 |
| Maasbracht-Venlo | 2,7 | 5 | 15,3 | 4,3 | 8 |
| Venlo-Ravenstein | 1,6 | 5 | 10,7 | 7,7 | 9 |
| Maasbracht-Roermond | 3,5 | 5 | 30,5 | 1,4 | 10 |

In den Figuren 7, 8, 9 und 10 sind die Laufzeitlinien nach dem Prinzip von Fig.5 dargestellt.

Von den, seit 1940 aufgetretenen 27 Hochwasserwellen mit einem Scheitelabfluss grösser als $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, wurden die Laufzeitverhältnisse der vier oben genannten Flussstrecken abgeleitet. Das Teilen der Scheitelabflüsse durch Q_v gab die Q -Werte, das Teilen der Laufzeiten durch T_v die t -Werte. Auf diese Weise konnte jede Hochwasserwelle durch einen Punkt in den Figuren 7 bis einschliesslich 10 dargestellt werden.

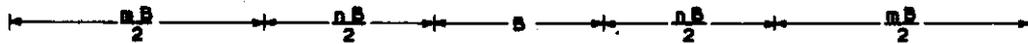
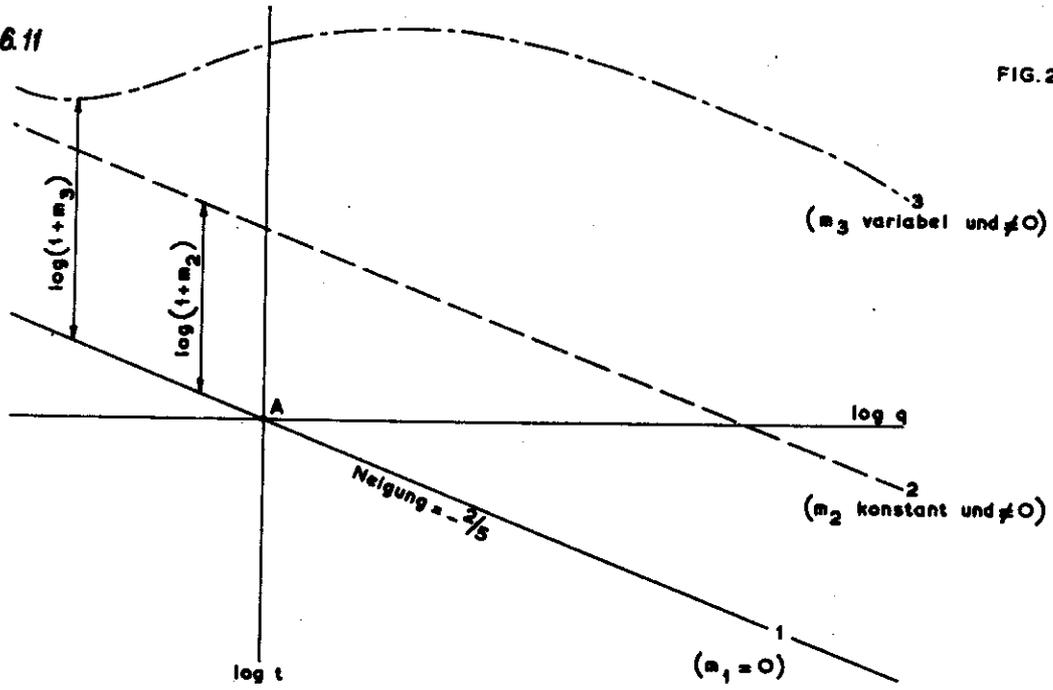
Betrachtet man die Lage der Punkte in den Figuren, dann kann man sehen, dass diese den von den theoretischen Linien bestimmten Grenzen auf zufriedenstellender Weise entsprechen. Fig.7 gibt einen Überblick der ganzen Strecke Maasbracht-Ravenstein. Die Teilstrecken Maasbracht-Venlo und Venlo-Ravenstein werden in den Figuren 7 und 8 dargestellt.

Es hat sich herausgestellt, dass in der Strecke Maasbracht-Venlo der Übergang von Niedrig- in das Hochwasserbett weniger stark ist als in der Strecke Venlo-Ravenstein. Die Kiesausbeutungen geben den Laufzeiten schon bei ziemlich kleinen Abflüssen einen verhältnismässig grossen Wert. Damit bleibt die Distanz bis zur Linie des Hochwasserbettes relativ klein. Die Unregelmässigkeit des Flussbettes in dieser Strecke ruft eine ziemlich grosse Streuung der Punkte hervor.

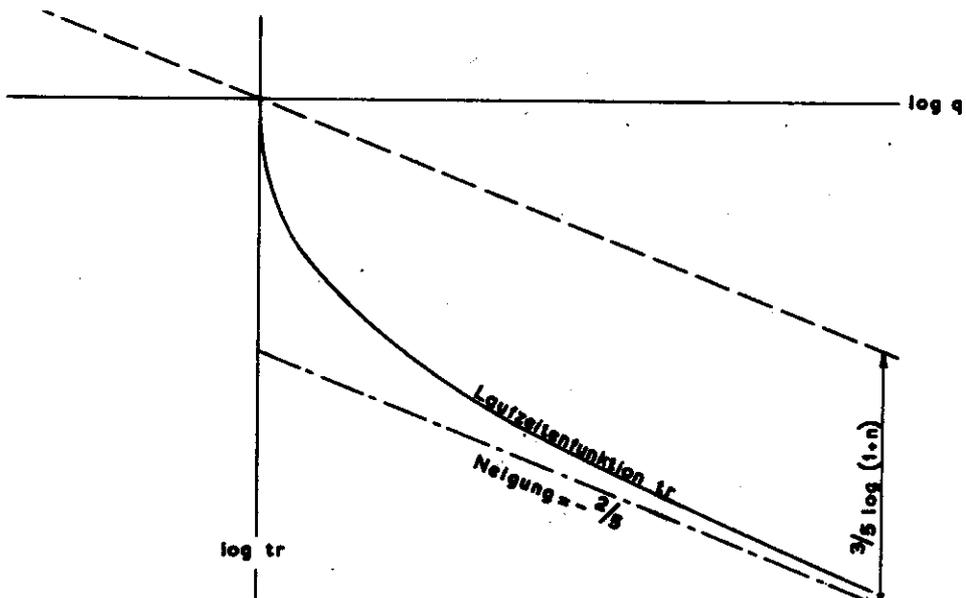
In dem scharf begrenzten Flussprofil zwischen Venlo und Ravenstein stellt sich der Sprungeffekt bedeutend deutlicher heraus.

Fig.10 gibt ein Bild der Flussstrecke Maasbracht-Roermond. Diese Teilstrecke der Strecke Maasbracht-Venlo umfasst die Mehrzahl der Kiesausbeutungen. Das Hochwasserbett ist hier aber sehr breit /3 bis 4 km/. Daher ist der Sprungeffekt in dieser Strecke stärker als in der Gesamtstrecke Maasbracht-Venlo.

6.11



- $B =$ Breite des Niedrigwasserbettes
- $nB =$ Breite der abflussführenden Vorländer
- $mB =$ Breite der nicht-abflussführenden Vorländer



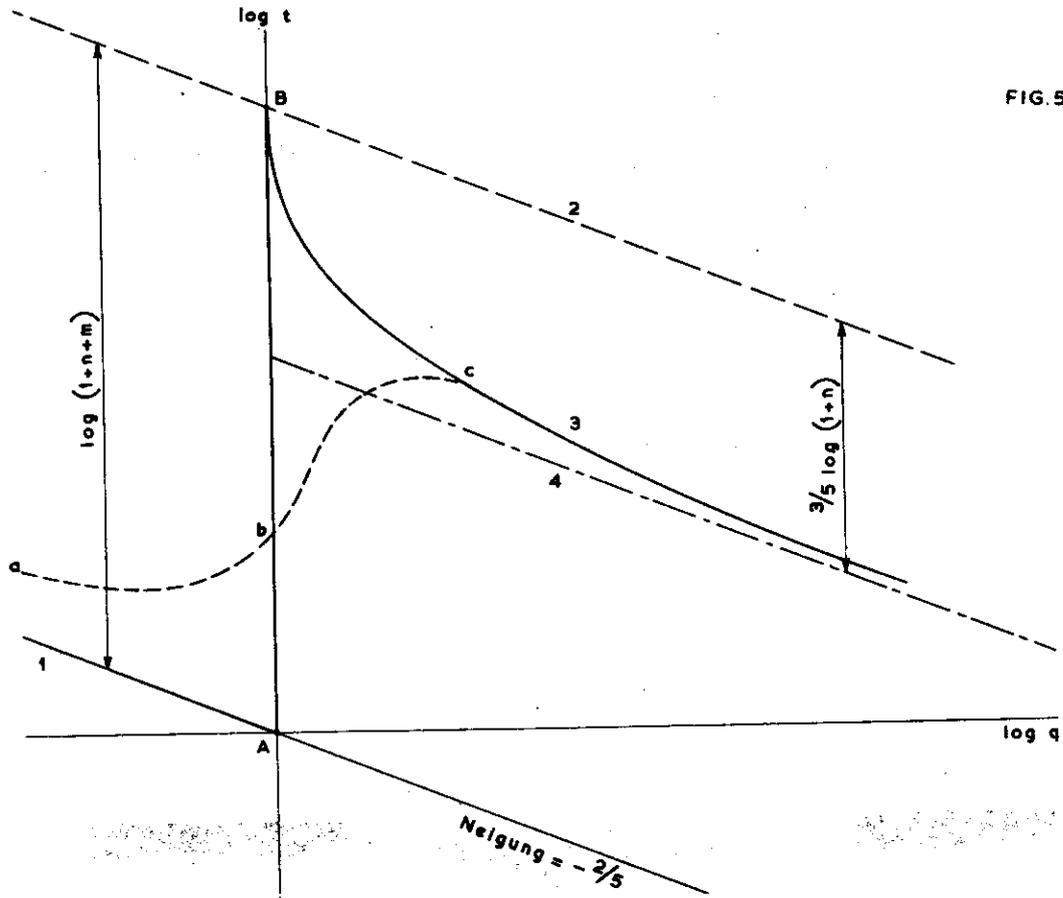


FIG. 5

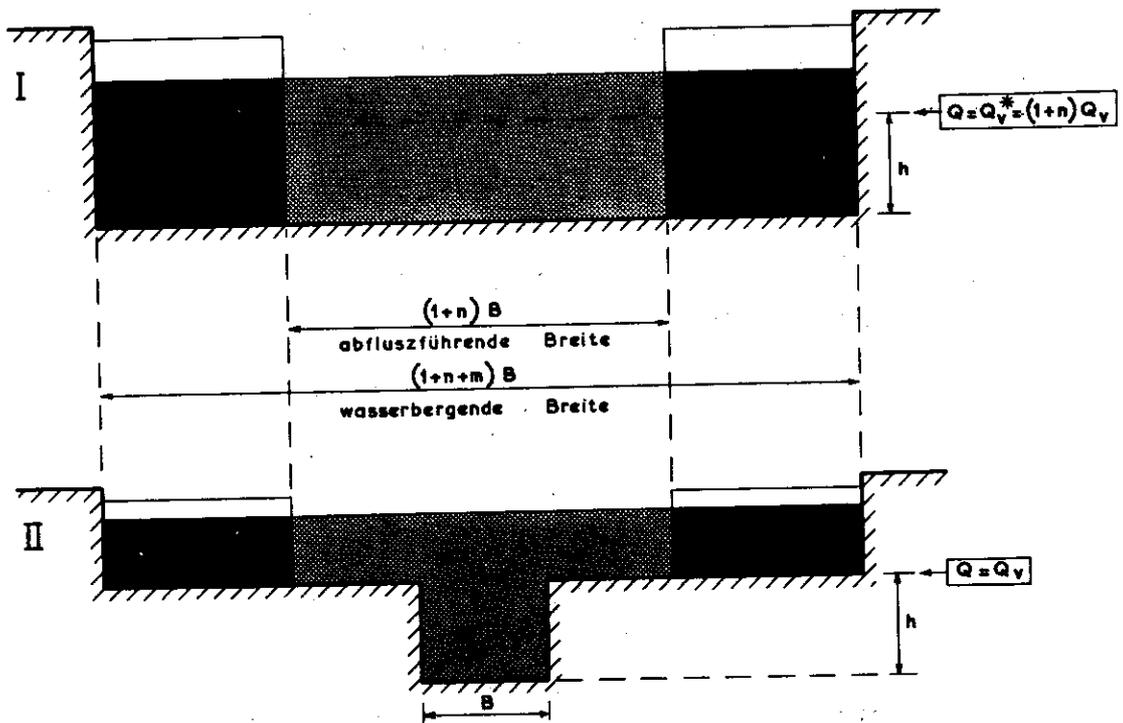
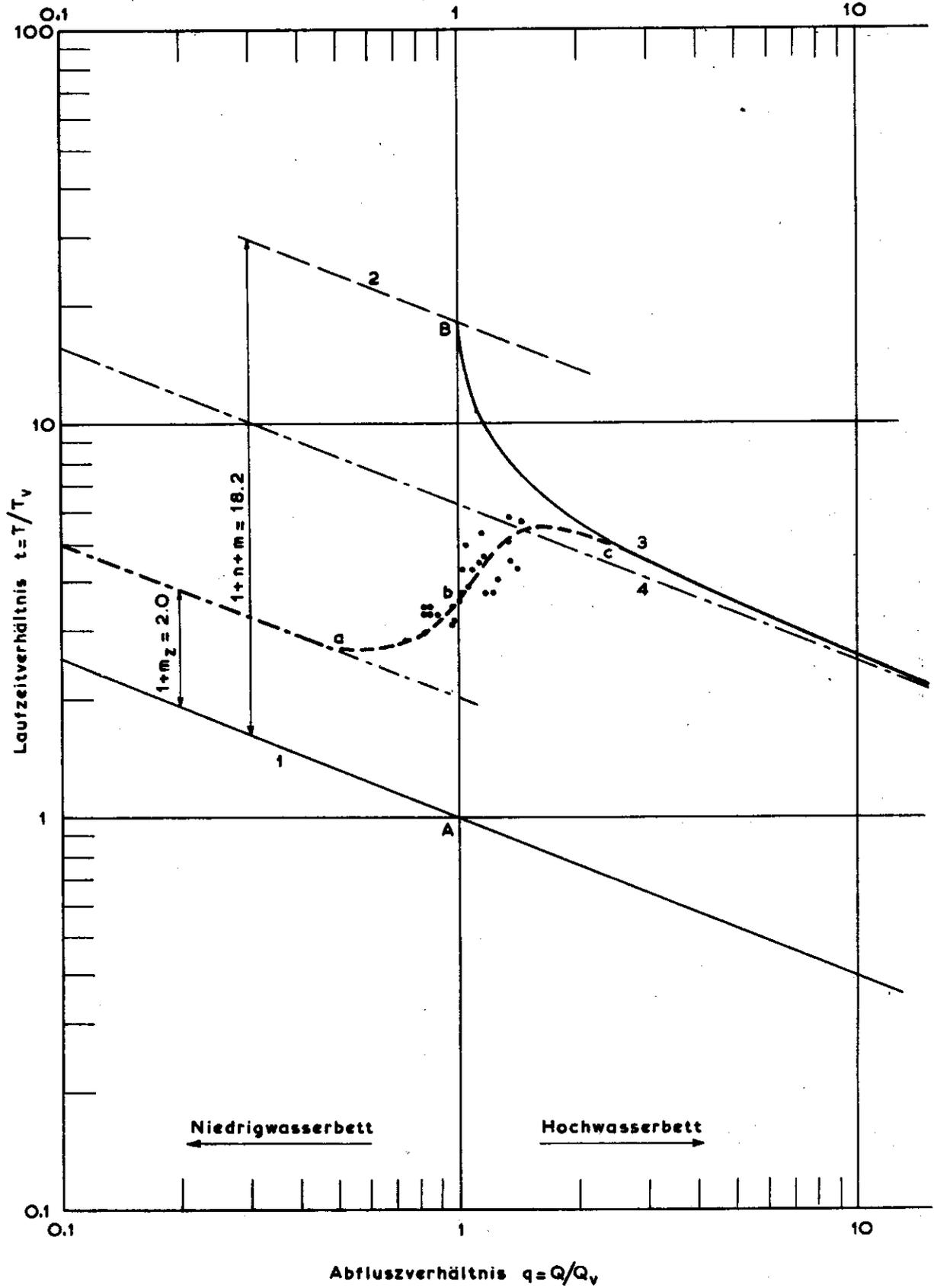
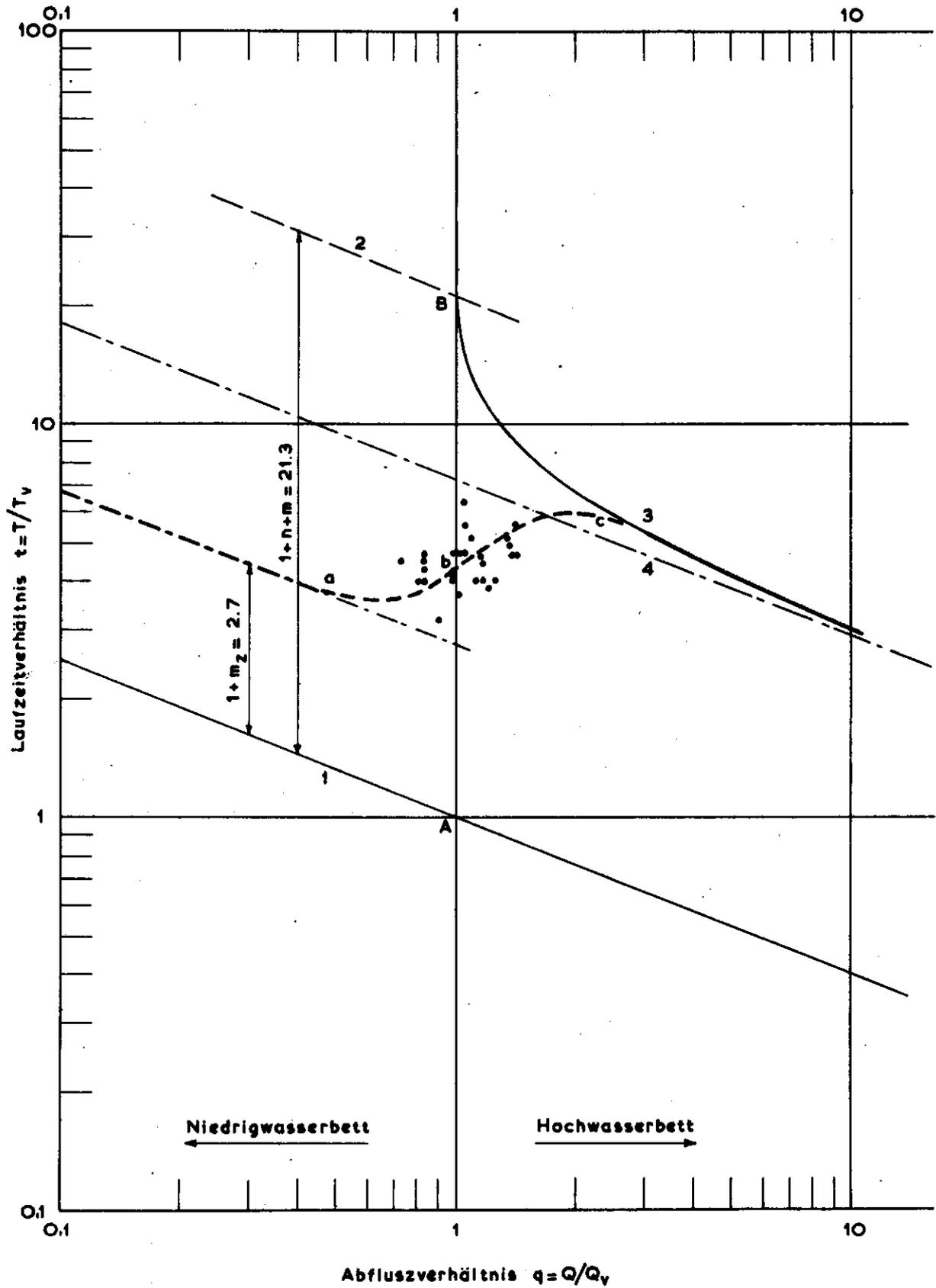


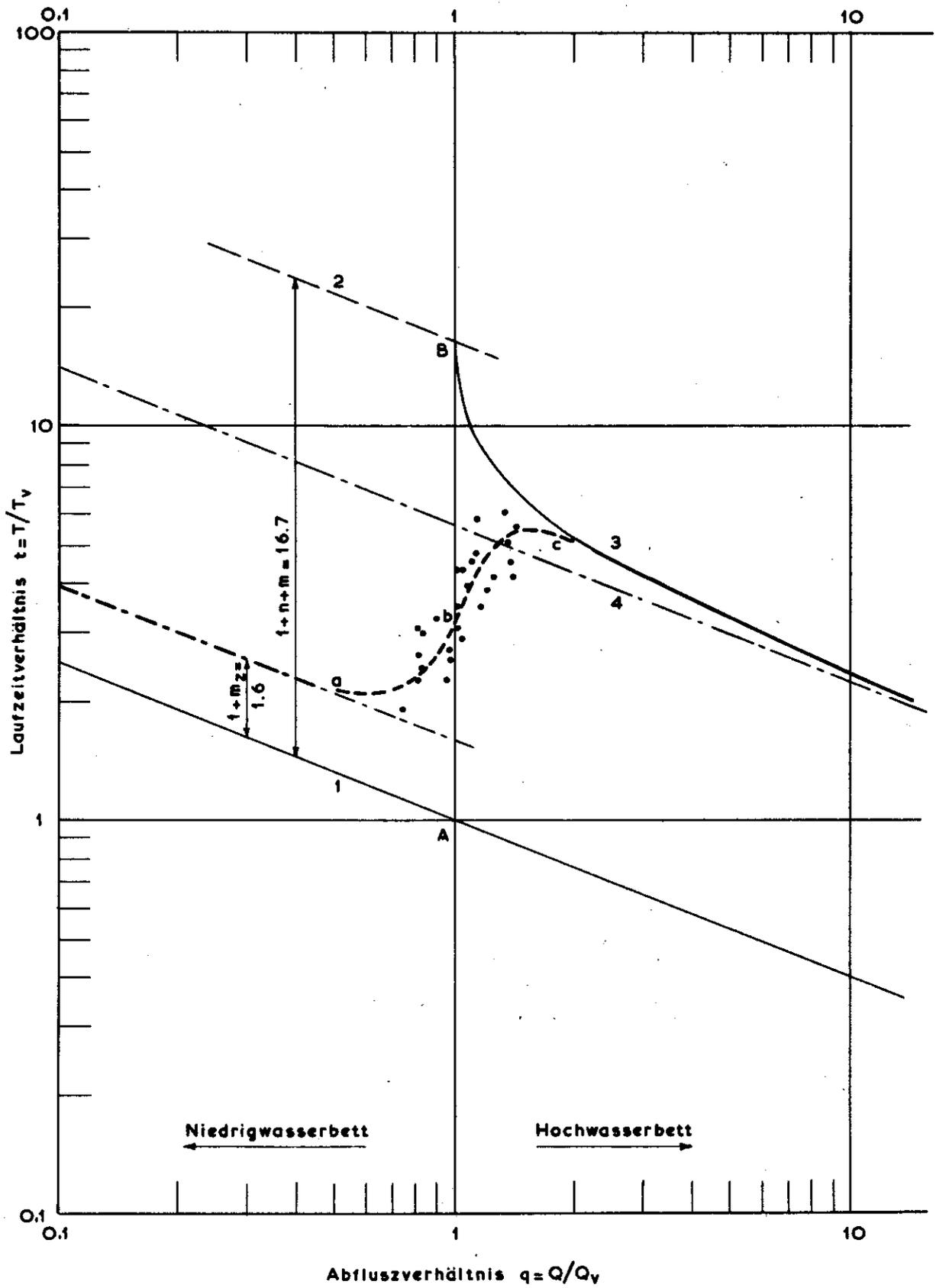
FIG. 6



Laufzeitenfigur Maasbracht-Ravenstein

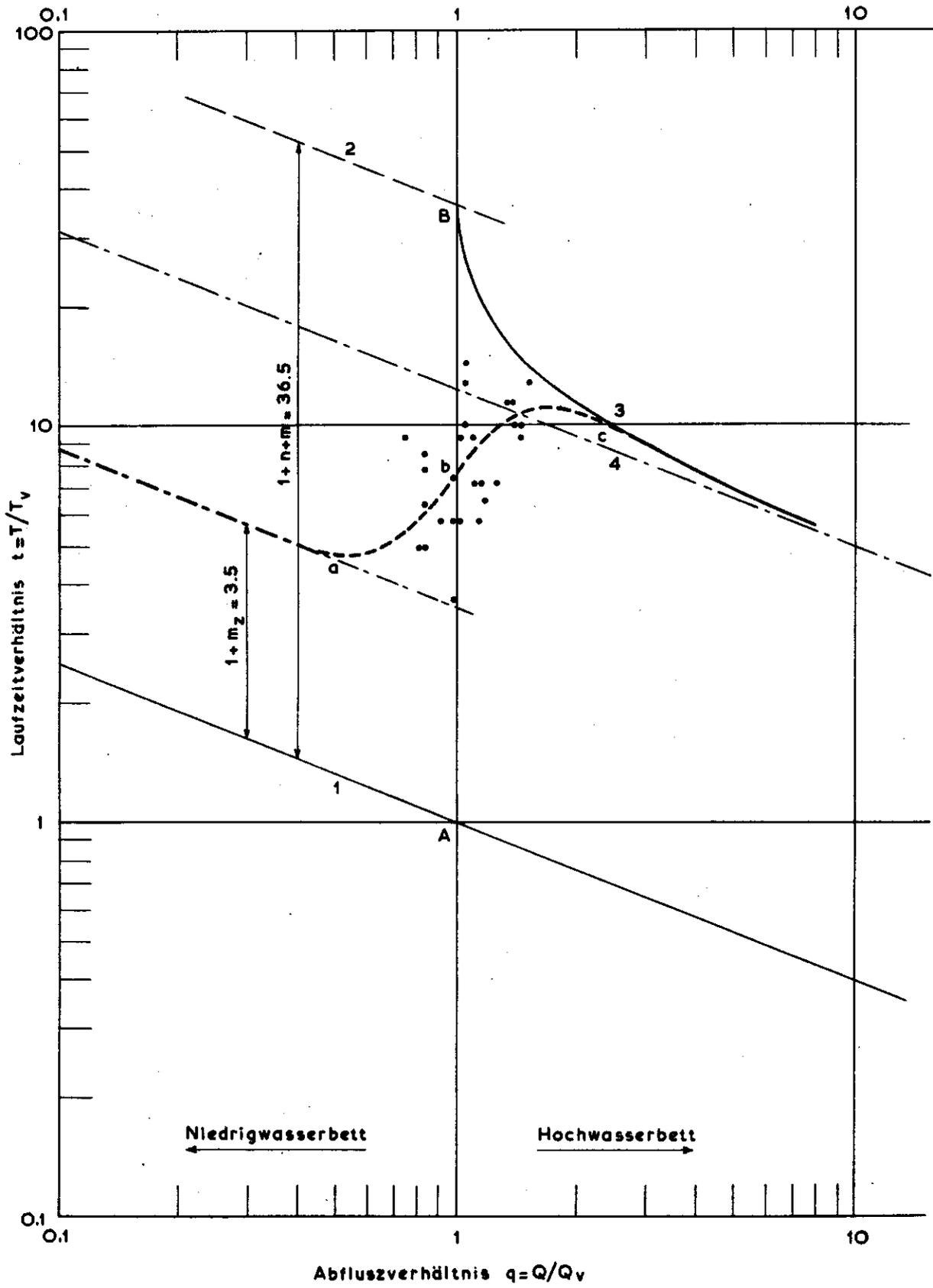


Laufzeitenfigur Maasbracht-Venlo



Laufzeitenfigur Venlo-Ravenstein

FIG. 10



Laufzeitenfigur Maasbracht-Roermond

ZUSAMMENFASSUNG

Wie bekannt ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Hochwasserwellen gleich an der Abflusszunahme pro Flächeneinheit des Durchflussprofils. Gegründet auf diesem Prinzip wird ein dimensionsloser Ausdruck für die Laufzeiten von Hochwasserwellen abgeleitet, sowohl in einem rechtwinkligen Profil, wie in einem Profil mit Vorländern. Die Ergebnisse wurden auf die Maas angewendet.

А Н Н О Т А Ц И Я

Как известно скорость добегания паводковых волн равняется приращению расхода на единицу площади живого сечения. На основе этого принципа было выведено безразмерное уравнение для времени добегания паводковых волн, как для прямоугольных профилей, так и для профилей с инундацией. Результаты были применены на реке Маас.

SUMMARY

As is well known, the floodwave velocity is equal to the increase of discharge per area-unit of the streamflow profile. Based on this principle a dimensionless expression is deduced for the travel times of floodwaves in a rectangular profile as well as in a profile with flood-plains. The results are applied to the river Meuse.

R É S U M É

Comme connu la vitesse des ondes de crue est égale à l'agrandissement du débit par unité de superficie du profil de courant. Fondé sur ce principe une expression sans dimensions est déduite pour les temps de progression des ondes de crue, aussi au travers d'un profil rectangulaire de meme que d'un profil composé d'un lit mineur et d'un lit majeur. Les résultats sont appliqués à la Meuse en Hollande.

**IV. KONFERENZ DER DONAULÄNDER ÜBER
HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN**

BRATISLAVA, 1967.

**Hidrologische Vorhersagen für den Betrieb
von Regenrückhalte-becken**

Dr. techn. I. ZSUFFA

Kiadja: Középdunántúli Vízügyi Igazgatóság, Székesfehérvár

Hidrologische Vorhersagen für den Betrieb von Regenrückhaltebecken

Dr. techn. I. ZSUFFA

Wasserwirtschaftsdirektion Székesfehérvár
Ungarn

Gegen Schädigungen von Kulturen und Gebäuden infolge der Hochwässer von Kleinwasserläufen baut man im allgemeinen die Gerinnebetten in geeigneter Grösse aus.

Zweckdienlich wird man also eine wenigstens teilweise Minderung der massgebenden Hochwasserabflüsse anstreben. In dieser Weise können nicht nur die Baukosten und zusätzlichen Kosten gemässigt werden, sondern auch die Inanspruchnahme der immer wertvoller werdenden landwirtschaftlichen Nutzflächen. Das sozusagen einzige technische Mittel für die Minderung der Hochwasserabflüsse stellt die Einsetzung von Hochwasserrückhaltebecken dar.

Die Berechnungsmethoden für den Hochwasserrückhalt von Speicherbecken sind mehr oder minder geklärt. Kennt man die Inhaltslinie des Speichers sowie die hydraulischen Kenngrössen der Hochwasserentlastungsanlage, dann kann die Umgestaltung jeder beliebiger Hochwasserwelle beim Durchgang durch den Speicher leichterhand berechnet werden. Beim Entwurf von ausgesprochen den Hochwasserrückhalt dienenden Speichern stellt die wichtigste Frage die Bestimmung jener massgebenden Hochwasserwelle dar, die sowohl für den höchsten zulässigen Stau als auch für die Bemessung des Entlastungsbauwerkes entscheidend ist. [1].

Offensichtlich kann der Hochwasserrückhalt eines Speicherbeckens gesteigert werden, wenn das Hochwasser nicht über einen festen Überfall ins Unterwasser abgelassen wird, sondern über eine Schützenanlage, die eine dem Charakter der Flutwelle und dem verfügbaren Speicherraum entsprechend die günstigste Betriebsführung des Entlastungswerkes gewährleistet.

Für die zweckdienlichste Bedienung des Entlastungswerkes ist es unbedingt notwendig, die zufließende Hochwasserwelle zu kennen, also über kurzfristige, mehrere Parameter — nicht nur die Scheitelmenge — erfassende Vorhersagen zu verfügen.

Bei der Herstellung der für die Betriebsführung der Hochwasserrückhaltebecken erforderlichen Vorhersagebehelfe behandeln wir die aus Starkregen entstandenen Hochwässer und lassen die Hochwässer aus Schneeschmelze ausser Acht. Letztere sind sowohl für die Wirksamkeit der Speicherung als auch hinsichtlich der verursachten Schäden von geringeren Bedeutung.

Das anzuwendende Verfahren hängt vom verfügbaren Beobachtungsmaterial ab: ob wir mit einer genügend langen hydrologischen Beobachtungsreihe zu tun haben, oder die Angaben lückenhaft sind oder sogar vollständig fehlen.

Im letzteren Falle können wir zwei Wege folgen. Die Mitteln der analytischen Hydrologie können dann zur Anwendung gelangen, wenn Grösse und Bedeutung des untersuchten Speichers verhältnismässig kostspieligere ausführliche Messungen und Beobachtungen über eine kürzere oder längere Zeit (0,5—2 Jahre) rechtfertigen. Die betreffenden hydrologischen Behelfe können auf Grund der Analyse dieser ausführlichen Beobachtungen kürzerer Dauer entwickelt werden.

Für Speicher geringeren Bedeutung fehlen jedoch Zeit und finanzielle Mittel für derartige Erhebungen. Die gesuchten Behelfe müssen also im Sinne der hydrologischen Analogie auf Grund von für Nachbargebiete gestimmten Beziehungen aufgebaut werden.

In beiden Fällen müssen Behelfe zusammengestellt werden auf der Grundlage die ortsansässigen Schützenwärter — gelernte Techniker — in Kenntnis der Niederschlagshöhe, einiger hydrometeorologischer Kennzahlen und des Speicherwasserstands die bestgeeigneten Schützeinstellungen vorzunehmen vermögen.

I. Untersuchungen für die Herstellung des Vorhersagebehelfes unter Verwendung der Mittel der analytischen Hydrologie

Im Falle der Planung grösseren Speichern werden parallel zu den geodätischen Aufnahmen und den anderen (geologischen, bodenmechanischen usw.) Voruntersuchungen zweckmässig auch ausführliche hydrologische Beobachtungen im Einzugsgebiet durchgeführt.

Sie sollen der Herstellung eine Reihe von Behelfen dienen, die unter Benützung von leicht zugänglichen Ausgangsdaten (Regenintensität,

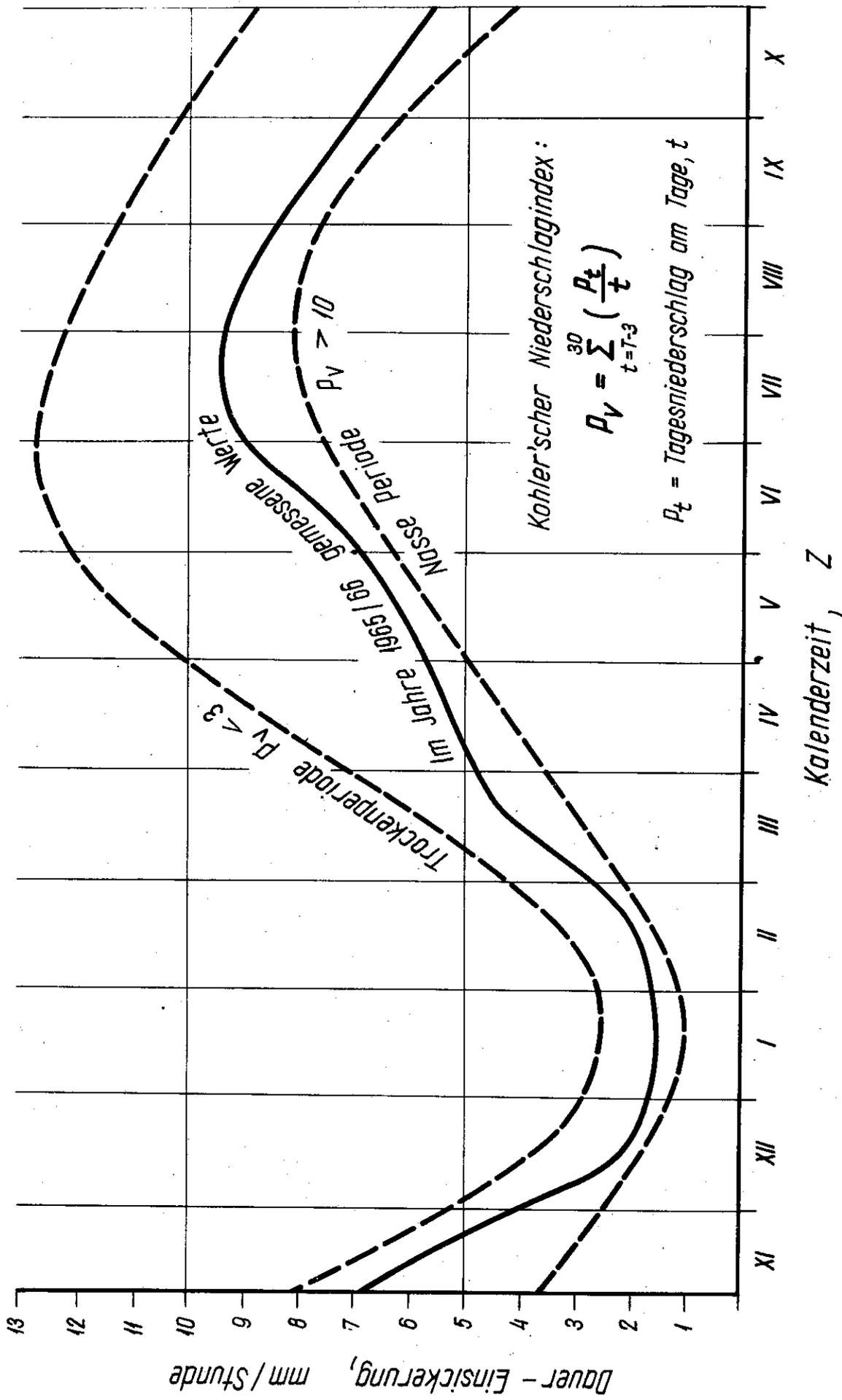


Abb. 1 Dauereinsickerung in den nichtkarstigen Gebieten Mitteltransdanubien mit Rücksicht auf den Kalendertag und den eingeschätzten Bodenzustand und unter Angabe der Beobachtungswerte in Bakonyána in den Jahren 1965—66

Feuchtezustand des Bodens usw.) eine Vorhersage der dem Speicher zufließenden Hochwasserwellen ermöglicht. Aus diesem Grunde müssen also im Zuge der Untersuchungen vor allem 1.) die dem Speicher zufließenden Hochwasserwellen, 2.) die Niederschläge und 3.) jene Faktoren gemessen werden, die die Beziehung zwischen den zwei vorher erwähnten und zeitlich veränderlichen Erscheinungen beeinflussen.

Die Aufgabe besteht also darin, auf Grund der gemessenen

| | |
|---------------------------------|------------|
| Zeitreiche der Niederschläge | $P = P(t)$ |
| und der Zeitreiche der Abflüsse | $Q = Q(t)$ |
| die Transformation | $Q = A[P]$ |
| zu bestimmen | |

Bei der Entwicklung der Theorie des Einheits-Hydrographes haben mehrere Autoren darauf hingewiesen, dass nicht nur die Transformation zwischen Niederschlagshöhe und Abfluss nicht linear ist, sondern überdies auch die Theorie des Einheitshydrographes das die Beziehung zwischen dem zum Abfluss gelangenden Anteil des Niederschlags (dem Wirksamen Niederschlag) und den Abflussmengen beschreibt beziehungsweise die hieraus abgeleiteten linearen Transformationen einer Verfeinerung bedürfen [3,5,8].

Als eine Art dieser Verfeinerungen untersuchten wir die genannte Transformation in drei Teilen: und zwar analysierten wir getrennt die aufeinanderfolgenden Transformationen die die Beziehungen.

$P' = A_1[P]$ zwischen dem von einem Punkt zum Abflussgelangenden (wirksamen) und dem gemessenen Niederschlag;

$q = A_2[P']$ zwischen dem wirksamen Niederschlag und dem das Flussbett je Längeneinheit speisenden Zufluss; und

$Q = A_3[q]$ zwischen dem beobachteten Abfluss und dem das Bett speisenden Zufluss beschreiben. Auf Grund derartiger

Untersuchungen bearbeiten wir derzeit die Betriebsordnung des am Gajabach zu bauenden 15 Millionen m³ fassenden Hochwasserspeichers.

Im Einzugsgebiet werden mit Hilfe des Kazó'schen Gerätes Flächen von 0,25 m² mit verschiedener Regenintensität beregnet und die in den einzelnen Punkten abfließenden und versickernden Niederschlagswerte unmittelbar gemessen [6]. Auf Grund der Analyse der so erhaltenen Messergebnisse sowie der Niederschlags- und Abflussangaben einiger Hochwasserwellen haben wir unseren Behelf konstruiert, der die Abschätzung der im Laufe der einstündigen Niederschläge zustandekommenden und in der Zeit konstant werdende Dauer Einsickerung erlaubt. (Abb. 1.)

Die Beziehung zwischen Einsickerung $J(t)$ und dem wirksamen Nie-

derschlag schreibt sich offenbar: $P'(t) = P(t) - J(t)$. In dieser Weise kann die erste Transformation mit dem Behelf eingeschätzt werden. Falls der Bodenzustand mittels laufenden Bodenfeuchte-Messungen nicht verfolgt werden kann, kann der Bodenzustand auf Grund eines aus den vorhergegangenen Niederschlägen gemäss Kohler (oder auf anderer Weise) berechneten Indexes unter Berücksichtigung der Kalender abgeschätzt und der dauernde Sickerverlust aus der Abbildung gleichfalls abgelesen werden. Auch könnte man mit dem Gerät den Verlauf der Einsickerung laufend messen und unmittelbar diese Messwerte verwenden. In die Abbildung haben wir auch die in den Jahren 1965—66 gemessenen Werte eingetragen, die für diese Periode unmittelbar verwendbar sind. Es wurden auf Grund der Messwerte auch weitere Beziehungen bestimmt mit deren Hilfe nicht nur der Dauerwert der Einsickerung sondern auch deren zeitliche Veränderung eingeschätzt werden kann.

Die Feststellung der zweiten Transformation, also der Beziehung zwischen dem aus einem Punkt zum Abfluss gelangenden Anteil des Niederschlags und dem den Vorfluter je Längeneinheit speisenden Zufluss bildet die schwierigste Aufgabe. Dieses Problem untersuchten wir durch Analyse von Angaben, die wir im Einzugsgebiet an einer für landwirtschaftliche Beregnung eingerichteten 2500 m² grossen, aufgepflügten, beziehungsweise berasteten, Parzelle gemessen haben, beziehungsweise an kleinen Einzugsgebieten (unter 1 km² Ausdehnung) beobachteten. Einerseits überzeugten wir uns mit dem Verfahren von Cuénod davon, dass die betreffende Transformation linear ist und ziemlich gut mittels der Theorie des Einheits-Hydrographes beschrieben werden kann. Andererseits haben wir die Beziehung zwischen Grösse des Einzugsgebiets und der höchsten Ordinate des unter Berücksichtigung einer Zeitheinheit von $\Delta t = 10$ Minuten aufgebauten Einheits-Hydrographes annäherungsweise bestimmt und zwar auf Grund der Angaben von zwei Versuchsparzellen, zwei ganz kleinen natürlichen Einzugsgebieten und — als Grenzfall — der durch das Kazo'sche Gerät berechneten elementaren Fläche. Die in Abb. 2 gezeigte Beziehung stimmt mit der für grössere Einzugsgebiete aus einer viel grösseren Datenzahl ermittelten ähnlichen Beziehung überein. In dieser Weise kann — ausgehend von der der Längeneinheit des Vorfluters zufallenden Nährfläche — für jede beliebige wirksame Niederschlagshöhe P' der das Bett speisende Influss q_0 bestimmt werden.

Die dritte Transformation beschreibt die Beziehung zwischen diesem Werte und dem Abfluss mit Hilfe einer Näherungslösung der Differentialgleichungen der Hydraulik für nicht-permanenten Abfluss [2] (Abb. 3).

Die in der Lösung vorkommenden Koeffizienten können durch die Analyse von beobachteten Hochwasserwellen ermittelt werden. Durch

Zsuffia István

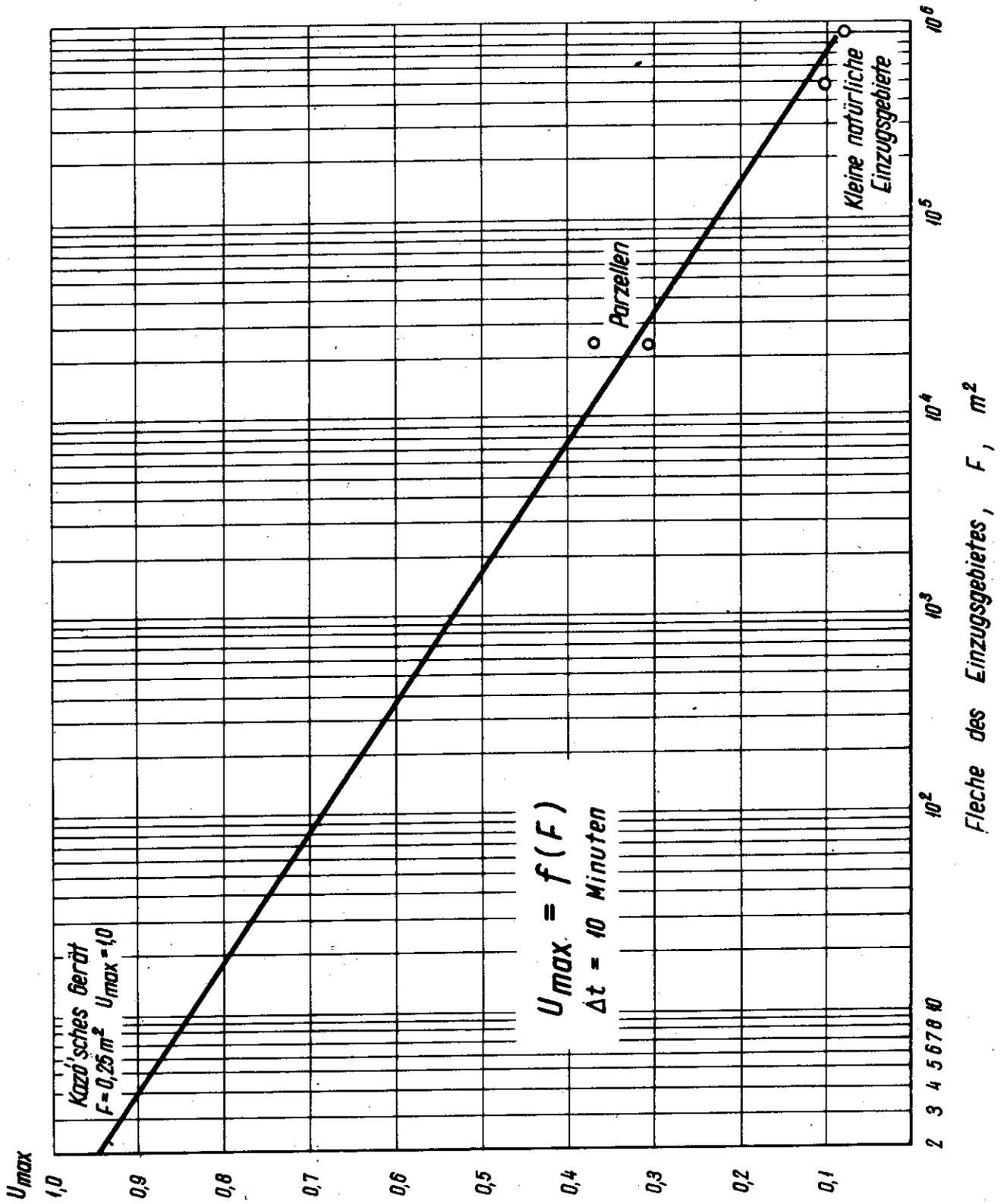
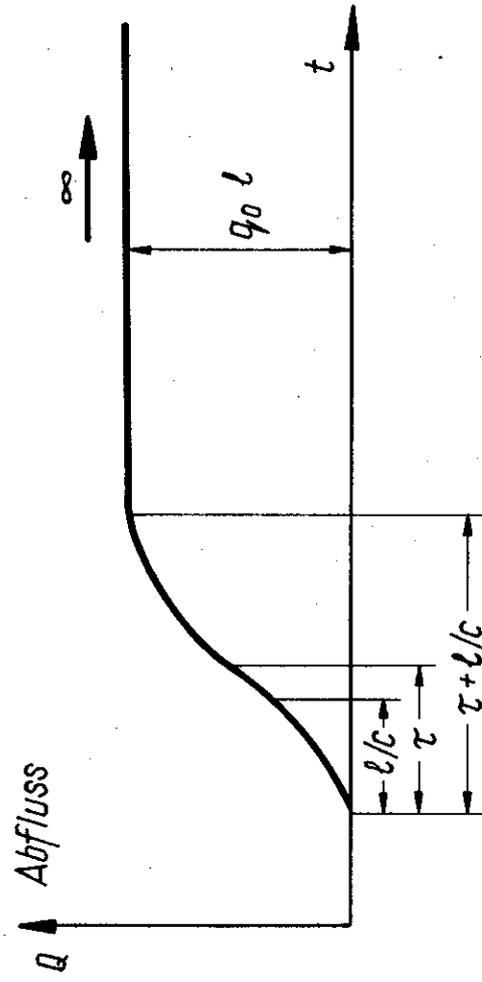
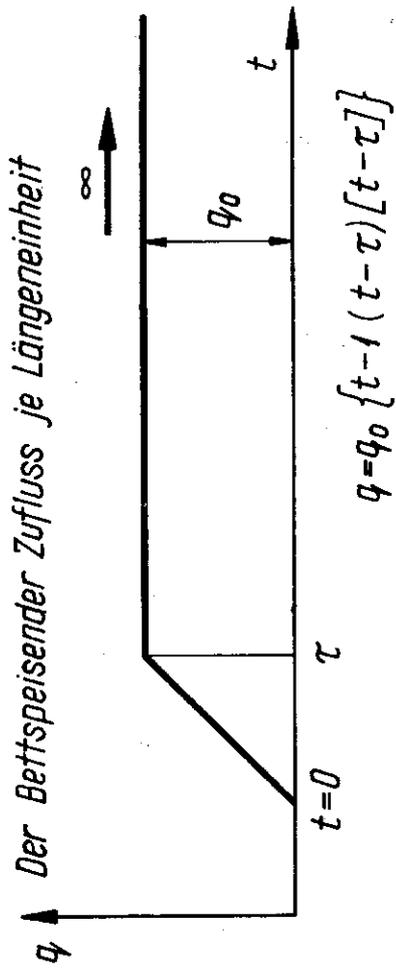


Abb. 2 Scheitelwert von Einheits-Hydrographen kleinen Nährgebiete in Funktion ihrer Größe auf die Zeitheit $\Delta t = 10'$ bezogen.



$$Q(t) = cq_0 \left\{ \frac{t^2}{2\tau} - \frac{1}{\tau} \left(t - \frac{l}{c} \right) \left[t - \frac{l}{c} \right] + \frac{2\tau}{\tau} \left(t - \tau \right) \left[t - \tau \right] \right\}$$

Abb. 3 Letzte Phase der dreifachen Transformation: die Beziehung zwischen Zufluss je Längeneinheit des Vorfluters und Abfluss

Heranziehung der Angaben von künstlich erzeugten Hochwasserwellen kann die Berechnung stark vereinfacht werden.

Im Endergebnis kann durch die Aufteilung des Abflussprozessen in 3 teilprozessen und unmittelbare oder mittelbare Beobachtung der einzelnen Teilprozesse eine in die Einzelheiten gehende Analyse der beobachteten Hochwasserbilder erreicht werden [2].

Diese eingehende Analyse kann für die Herstellung einer Behelfsreihe für Vorhersagen aus den Niederschlagshöhen und der hydro-meteorologischen Lage dienen. Diese Behelfe werden ähnlich zusammengestellt wie die für kleinere Speicher angewandten Behelfe, die am Ende dieses Beitrags beschrieben werden.

II. Konstruktion van Einheits-Hydrographen auf Grund der hydrologischen Analogie

Aus den Beobachtungsangaben der gewässerkundlichen Versuchsgebiete Ungarns haben wir die Einheits-Hydrographen der einzelnen Einzugsgebiete, mit einer Stunde als Zeiteinheit konstruiert.

Die aus den verschiedenen beobachteten Hochwasserbildern hergeleiteten Einheits-Hydrographen waren, selbst jene die sich auf das selbe Einzugsgebiet beziehen, mehr, oder minder abweichend. Der unterschiedliche Verlauf vorwiegend der steigenden Äste kann der unregelmässigen räumlichen Verteilung der Niederschläge zugeschrieben werden, die jedoch in den meisten Fällen als eine der wichtigsten Eigenarten der Starkregen auftritt. Infolge der aus der räumlichen Verteilung herrührende Unsicherheit schien es nicht für zweckmässig, den durchschnittlichen Einheits-Hydrograph durch eine komplizierte Funktion (z.B. durch eine Γ Funktion) zu charakterisieren [4, 7].

Der aus der Natur der Erscheinung folgende Unsicherheit, die nur durch eine erhebliche Einschränkung des praktischen Anwendungsgebiets ausgeschaltet werden könnte, Rechnung tragend die Einheits-Hydrographen durch einfache Dreiecke ersetzt. Zwischen den Scheitelwerten der so charakterisierten durchschnittlichen Einheits-Hydrographen und der Flächengrösse der Einzugsgebiete haben wir die in Abb. 4 gezeigte Beziehung gefunden. Sie ist gerade im Bereich der für die Praxis wichtigsten Kleineinzugsgebieten unter 100 km^2 Ausdehnung hinreichend streng. Bei Einzugsgebieten über 100 km^2 — also im allgemeinen bei Wasserbauten grösserer Bedeutung — ist es zuverlässiger, an Stelle dieser Beziehung das im Vorhergehenden Abschnitt beschriebene eingehendere Verfahren durchzuführen.

Die Höhe des annäherungsweise durch einen Dreieck ersetzten Einheits-Hydrographen (U_{max}) können wir in Kenntnis der Grösse des Einzugsgebiets der *Abb. 4* entnehmen. Damit ist die Zeitbasis in Stunden:

$$t = \frac{2}{U_{max}}$$

Wegen den unsicheren Verlauf des steigenden Astes der Einheits-Hydrographen wird die Stelle des Scheitelwertes bei $t_1 = \frac{t}{3}$ angenommen. Es sei erwähnt, dass der Zeitpunkt des Scheitelwertes der einzelnen Einheits-Hydrographen selbst im Falle einunddesselben Einzugsgebiets zwischen $t/5 < t < 2t/5$ lag, doch war sein Durchschnittswert bei sämtlichen Einzugsgebieten in der Nähe des genannten Wertes $t/3$. [9].

III. Vorhersagebehelfe und Schützenbedienungs Vorschriften auf Grund der Einheits-Hydrographen

Für die beste Bedienung der Schützenanlage ist es im allgemeinen zweckmässig, mit der bestmöglichen Ausnützung des verfügbaren Speicherraumes einen gleichmässigen jedoch die Kapazität des stromab liegenden Gerinnebetts möglichst nicht überschreitenden Abfluss abzulassen. Wir verfolgen das Ziel, einen Vorhersagebehelf zusammenzustellen, der es ermöglicht, auf Grund der Niederschlagshöhen und der hydrometeorologischen Lage diesen gleichmässigen Abfluss einzuschätzen.

Die Grundlage der für den Betrieb der in Westungarn errichteten und künftig zu errichtenden kleinen Regenrückhaltenbecken erforderlichen Vorhersagebehelfe bildet die Beziehung der *Abb. 4* die den Scheitelwert des Einheits-Hydrographen in Funktion der Grösse des Einzugsgebiets angibt.

In Kenntnis dieses Scheitelwertes kann der in *Abb. 5* gezeigte grundlegende Behelf der Vorhersagen für jeden Speicher konstruiert werden.

An den zwei Achsen an der rechten und linken Seite der Abbildung liest man die wirksame Niederschlagshöhe P' bzw. den Abfluss Q ab. Die Teilung dieser zwei Achsen muss aus der maximalen Ordinate gemäss *Abb. 4* des Einheits-Hydrographen unter Berücksichtigung der Dimensionen berechnet werden. In der Mitte der Abbildung ziehen wir die waagerechte Zeitachse mit einer derartigen Teilung ein, dass die Summe der Zeitbasis des Einheits-Hydrographen und der längstmöglichen Regendauer noch aufgetragen werden kann, und verzeichnen den Anfangs- und Endpunkt des entsprechenden Einheits-Hydrographen sowie die Stelle des Scheitelwertes (also die Zeitpunkte T_0 , T_2 bzw. T_1 , wobei

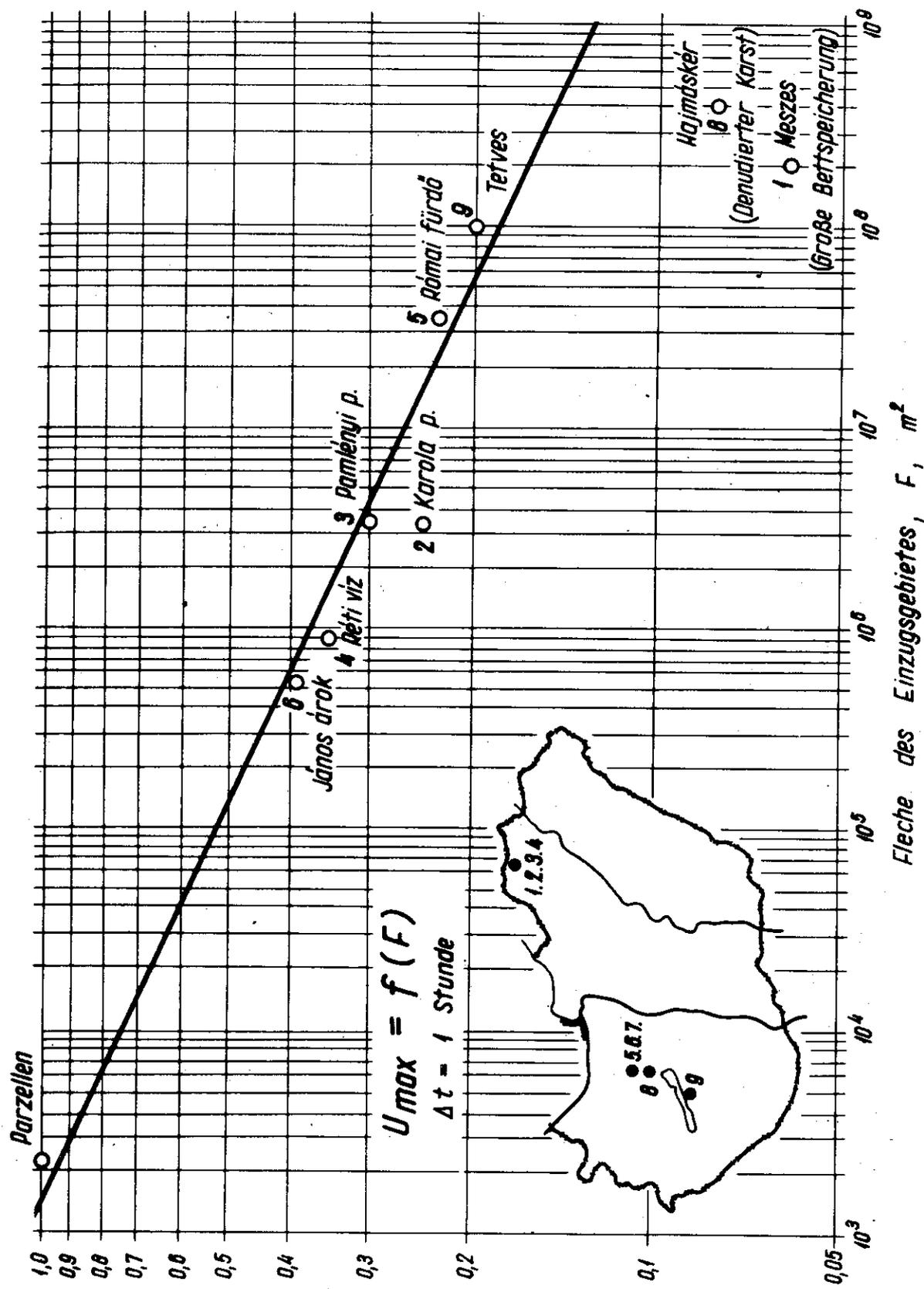


Abb. 4 Beziehung zwischen Schüttelwert des Einheits-Hydrographen und Einzugsgebietsgröße bei $\Delta t = 1$ Stunde als Zeiteinheit

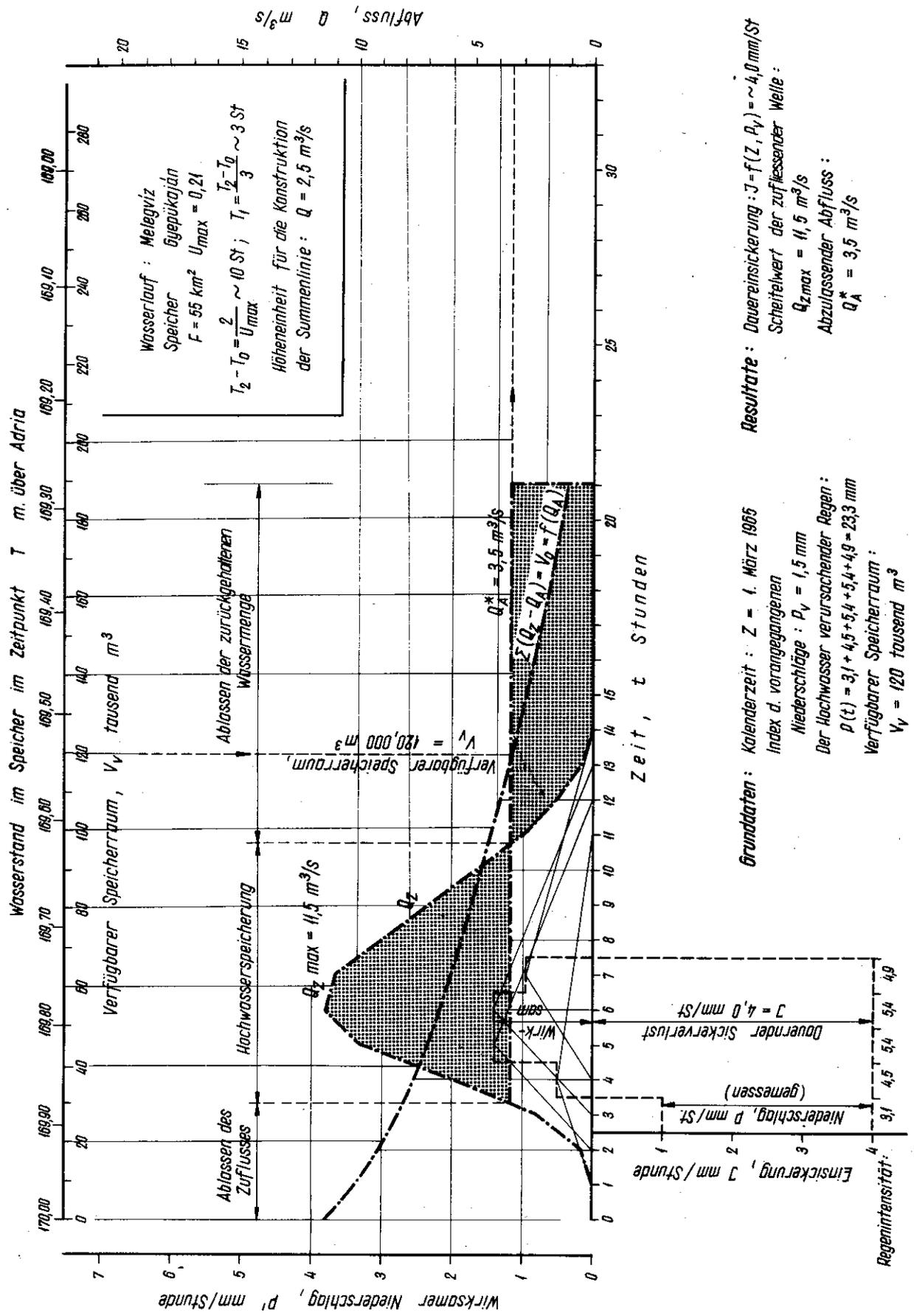


Abb. 5 Ausschnitt aus dem Vorhersagebehelf für die Schützenbedienung eines im Bau befindlichen Rückhaltebeckens mit einem Beispiel für die Vorausbestimmung der zufließenden Hochwasserwelle und des bei gegebenem verfügbaren Speicherräum notwendigen herabzulassenden Abflusses

offensichtlich $T_2 - T_0 = t$, $T_0 - T_1 = t_1$). Um eine halbe Zeiteinheit vor dem Zeitpunkt des Scheitelwertes wird die negative lotrechte Achse angeordnet: die Achse des an Einem Punkt einsickernden Niederschlags, deren Teilung mit jener des wirksamen Niederschlags übereinstimmt.

Am oberen Teil der Abbildung verläuft waagrecht die Achse für den verfügbaren Speicherinhalt mit einer Teilung wo der an der unteren Zeitachse einer Stunde entsprechenden Länge — aus konstruktionen Gründen — $2,5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 3600 \text{ s} = 9000 \text{ m}^3$ entsprechen.

Ein Beispiel für Gebrauch des Vorhersagebehelfs zeigen wir an einem Ausschnitt des Vorhersagebehelfs der für den Speicher Gyepükaján am Melegviz-Bach im Gemarke von Sümeg hergestellt wurde.

Die für die Vorhersage erforderlichen Einsickerungswerte werden der *Abb. 1* entnommen. Der Niederschlag muss zumindest an einem beim Speicher aufgestellten Regenschreiber registriert werden. Auch die Einsickerung kann unmittelbar im Einzugsgebiet, — entweder in der Nähe des Speichers oder an irgendeinen Versuchsfeld, — gemessen werden, über die Ergebnisse soll das Bedienungspersonal des Speichers laufend Informationen erhalten. (Auf diese Möglichkeit deutet die in *Abb. 1* eingezeichnete Linie der unmittelbaren Beobachtungen.)

Der Behelf lässt sich folgendermassen anwenden: Nach dem Regen (bzw. bei Regenfällen längerer Dauer noch während des Regenfalls) werden die beobachteten Regenintensitäten (mm/Stunde) in der Weise aufgetragen, dass die „0“-Linie der Intensitätsfigur an der Achse der Einsickerung zum aus den messergebnissen bekannten oder der *Abb. 1* entnommenen Wert der „Dauereinsickerung“ falle, und der Anfangspunkt des Niederschlags in der Lotrechten der Achse „Einsickerung“ liege. Durch diese Anordnung fallen die Spitzen der elementaren Hydrographen auf die Mittellinie, der ihnen entsprechenden Säulen der Intensitätsfigur. Infolge der gleichen Masstäbe der „Einsickerung“ und des Niederschlags erhält man über der Zeitachse des Behelfs gerade den aus einem Punkt zum Abfluss gelangenden wirksamen Niederschlag P' .

Die Aufzeichnung der zufließenden Hochwasserwelle d.h. die eigentliche Vorhersage erfolgt derart, dass der obere Mittelpunkt der ersten Säule der Regenintensitätsfigur mit den Punkten T_0 und T_2 verbunden wird, der obere Mittelpunkt der zweiten Säule mit den Punkten $(T_0 + 1)$ und $(T_2 + 1)$ jener den n -ten hingegen mit den Punkten $(T_0 + n - 1)$ beziehungsweise $(T_2 + n - 1)$. Summiert man die Ordinaten der so erhaltenen Dreiecke, dann erhält man durch Verbildung der Endpunkte die dem Speicher zufließende Hochwasserwelle. (Falls die Regenintensität in irgendeiner Stunde die Einsickerung nicht überschreitet, — wie im gezeigten Beispiel jene der ersten Stunde, — dann wird diese Stunde bei der Konstruktion ausserachtgelassen.)

Unserem Beispiel liegt der am 1. März 1965 gefallener Regen zu Grunde. Zu dieser Zeit, als das Rückhaltebecken geplant wurde, waren im Gebiet ein Regenschreiber und mehrere Schreibpegel in Betrieb. Der Regenschreiber zeichnete während des 5 Stunden andauernden Niederschlages die Intensitäten 3,1, 4,5, 5,4, 5,4 und 4,9 mm/Stunde auf. Laut Abb. 1 kann die dauernde Einsickerung Schätzungsweise mit $I = 4,0$ mm/Stunde angenommen werden. Der wirksame Anteil des Niederschlages ergab durch die beschriebene Konstruktion eine zufließende Welle von 13 Stunden Dauer mit dem Scheitelwert $Q = 11,5$ m³/s.

Als zweiter Schritt muss die zurückzuhaltende Wassermenge bestimmt werden. Zu diesem Zweck wird das Wellenbild — ausgehend von der Spitze — in waagerechten Streifen geteilt, die Mittellinien der einzelnen Streifen mit dem Zirkel abgegriffen, fortlaufend addiert und die so erhaltenen Längen von der Vertikale T_0 ausgehend im waagerechten Sinne aufgetragen. (Für die Breite der einzelnen Streifen haben wir — um Arbeit zu ersparen — anstatt 1 m³/s 2,5 m³/s gewählt, und da die Achse des verfügbaren Speicherraumes dementsprechend geteilt ist, muss bei der Konstruktion der Summenlinie stets diese Teilung gebraucht werden.) Diese Summenlinie gibt bei jedem beliebigen Horizontalen die Grösse der durch die $Q_z(t)$ Linie und den Horizontalen begrenzten Fläche, das heisst die zurückbehaltende Wassermenge $V_0 = (Q_z - Q_A)$ an, wo Q den durch die Horizontale bestimmten gleichmässig abzulassenden Abfluss bedeutet. In Kenntnis der dem Speicher zufließenden Welle ist die zurückzuhaltende Wassermenge ausschliesslich von Letzteren abhängig: $V_v = f(Q_A)$.

Da der zur Rückhaltung der Welle verfügbare Speicherraum V_v bekannt ist, bestimmt der Schnittpunkt der von der oberen waagerechten Achse bei V_v gezogenen senkrechte und der Summenlinie den gleichmässig abzulassenden Abfluss Q_A . In unseren Beispiel beträgt $V_v = 120\,000$ m³ womit wir zu $Q_A = 3,5$ m³/s gelangen. (Falls nur $V = 60\,000$ m³ Speicherraum für das rückhalten der Welle zur Verfügung stände, wäre $Q_A = 6$ m³/s.)

Auch die für das Herablassen des durch den Vorhersagebehelf festgelegten maximalen gleichmässigen Abflusses erforderliche Bedienungsordnung der Schützenanlage kann im vorhinein bestimmt werden.

Hierfür ist von Fall- zu Fall, — vom im Vorhersage behelf konstruierten Wellenbild ausgehend — die wahrscheinliche zeitliche Gestaltung der zurückzuhaltenden bzw. speicherten Wassermenge darstellende Summenlinie $V_v = \Sigma (Q_z - Q_A) = f(t)$ aufzutragen. (Abb. 6.)

Solange im Speicher Wasser zurückgehalten wird, d.h. $Q_A < Q_z$ ist, steigt die Summenlinie, aber von jenem Zeitpunkt an wo mit dem Her-

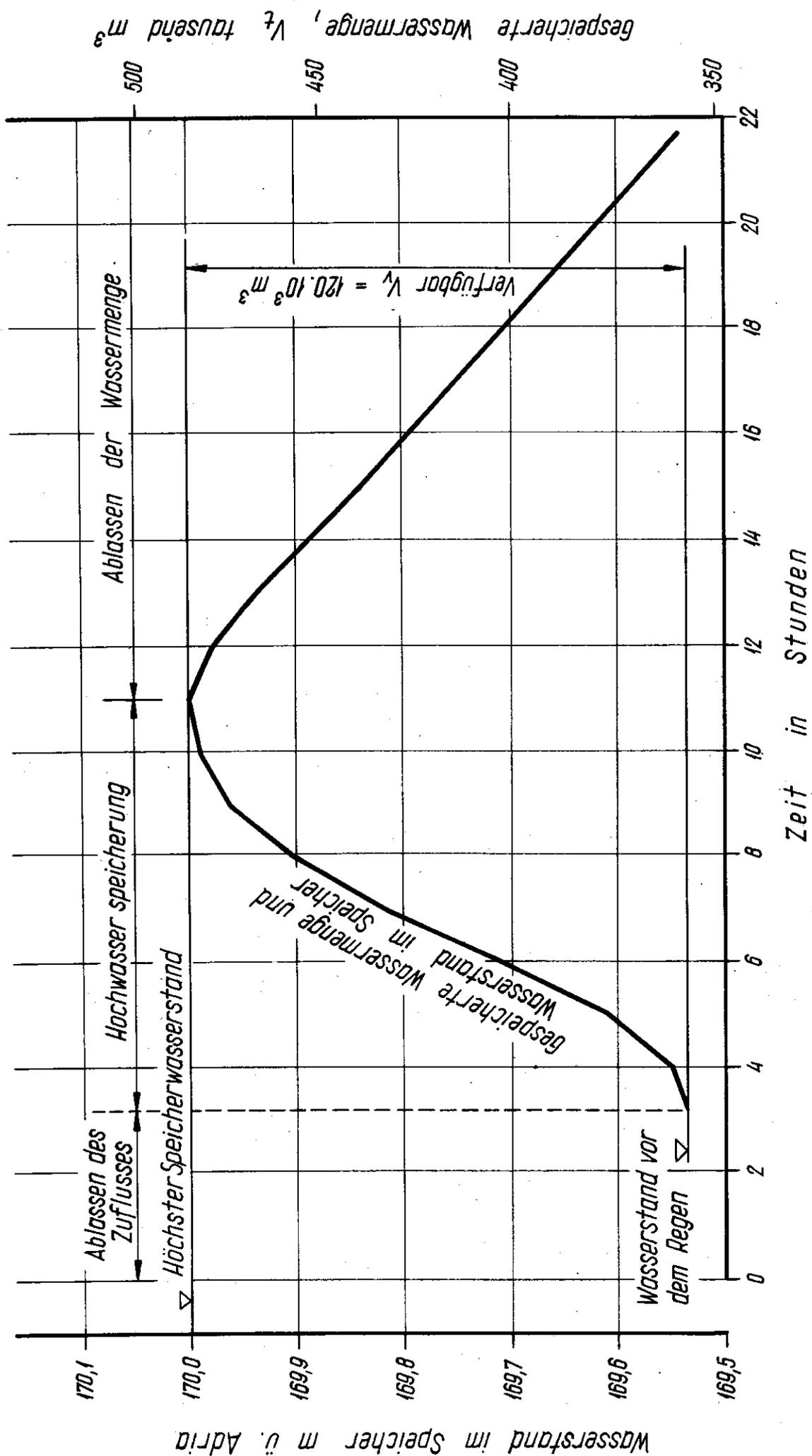


Abb. 6 Fortsetzung des in Abb. 5 gezeigten Beispiels: Vorausbestimmung der jeweils gespeicherten Wassermenge bzw. des Speicherwasserstandes

ablassen der zurückgehaltenen Wassermenge angefangen wird, d.h. $Q_A > Q_z$ wird, nimmt sie allmählich ab. Wir erhalten sie indem wir die durch den $Q_z = f(t)$ und $Q_A = f(t)$ Linien begrenzten Flächen in senkrechten Streifen aufteilen und die ihren Mitellinien entsprechenden $Q_z - Q_A$ Werte laufend addieren.

Der Wasserstand ändert sich im Speicher der zurückgehaltenen Wassermenge entsprechend. An einem auf Grund der Inhaltskurve des Speichers gezeichneten Maszstab kann also der jeweilige Speicherwasserstand abgelesen werden. Da die Betriebsleitung sich in erster Reihe für die zu erwartenden Spiegelhöhen interessiert ist es zweckmässig den Höhenmaszstab mit einer gleichmässigen Teilung zu versehen (Abb. 6. links), und für die gespeicherten Wassermenge (Abb. 6. rechts) einen verzerrten Maszstab zu konstruieren.

Speicherwasserstand und abzuleitender Abfluss bestimmen — in Kenntnis der hydraulischen Angaben des Entlastungswerkes — eindeutig die jeweils notwendige Schützenstellung. Damit kann auch die Zeitfolge der für das Herablassen der Flutwelle notwendigen Schützenstellungen bestimmt werden. Zu bemerken ist jedoch, dass es für den Schützenwärter genügt, den gemäss Abb. 5. herabzulassenden Abfluss zu bestimmen da er den Abfluss mit Hilfe der Abflussmengenkurve des Entlastungswerkes unmittelbar (z.B. viertelstündlich) kontrollieren bzw. die Schützenstellung entsprechend ändern kann.

*

Das beschriebene Vorhersageverfahren beruht auf Annäherungen und Schätzungen. Der wirksame Niederschlag wird auf Grund groben Einschätzung der Einsickerung berechnet, das Einheits-Hydrograph wurde durch einen Dreieck ersetzt, wobei nur die Grösse des Einzugsgebiets als massgebend berücksichtigt worden ist, usw. Die Bedienung der Ablassschütze von Speichern erfordert aber keine grosse Genauigkeit: bei genügend grosser Wasserfläche haben selbst 20—30% erreichende Vorhersagefehler lediglich einige wenige cm grosse Abweichungen im Speicherwasserstand zur Folge.

Prévisions hydrologiques pour les réservoirs de protection contre les inondations

I. ZSUFFA

Direction des Eau, Székesfehérvár
Hongrie

La diminution du débit de pointe des crues à l'aide de réservoirs a une importance particulière du point de vue de la régularisation des petits cours d'eau. L'effet des tels réservoirs peut être augmenté par la manoeuvre convenable des vannes d'évacuation correspondant aux caractères de la crue. C'est ainsi que la nécessité de la prévision des ondes de crue s'impose. Elle peut se faire à partir de l'hydrogramme unitaire du bassin versant du réservoir en question.

S'il s'agit de l'étude des travaux importante on peut introduire des observations directes durant quelques mois. L'analyse des hydrogrammes des crues observées pendant cette période relativement courte permet de déterminer les paramètres hydrologiques caractérisant les ondes de crue du cours d'eau en question. L'une de ces méthodes dites analytiques est la transformation triple par laquelle on passe en tenant compte de l'infiltration de la hauteur de pluie effective à la pluie efficace puis au débit spécifique alimentant le cours d'eau par l'unité de sa longueur et finalement au débit même du cours d'eau.

En cas des réservoirs plus petits nous remplaçons l'hydrogramme unitaire par un triangle dont la hauteur estimée en tenant compte de l'analogie hydrologique à partir de la superficie du bassin versant se place au tiers de la base. L'hydrogramme unitaire en forme de triangle est un excellent point de départ pour la construction dans l'abaque de prévision de l'onde de crue à attendre. En connaissant la capacité momentanée disponible du réservoir on obtient rapidement et machinalement le débit à évacuer qui assure l'exploitation optimale du réservoir au point de vue de protection contre les inondations du secteur en aval. La manoeuvre des vannes se règle suivant le débit ainsi déterminé. Les variations probables du volume d'eau emmagasiné et du niveau d'eau du réservoir peuvent être également calculées en partant de l'onde de crue à attendre.

BIBLIOGRAPHIE:

1. **Bukovszky, Gy.:** Storage of the floods of small watercourses IASH, N° 71. Symposium of Garda, 1966.
2. **Bukovszky, Gy.—Zsuffa, I.:** Étude de la relation entre les précipitations et le débit de crue a l'aide d'une triple transformation basée sur la méthode de l'hydrogramme unitaire, Décennie Hydrologique Internationale. Colloque sur les crues. Leningrad, 1967.
3. **Chow, V. T.:** Handbook of applied hydrology. New York. Mc Graw Hill. 1964.
4. **Gray, D. M.:** Synthetic unit-hydrograph for small watersheds. Proc. ASCE 1961/HY 4.
5. **Ishihara, T.—Takasao, T.:** Applicability of unit-hydrograph method to flood prediction. IAHR Congress X, London 1963/2.
6. **Kazó, B.—Klimes-Szmák, A.:** A method of artificial sprinkling for the investigation of the processes of erosion. AIHS Colloque de Bari. Publ. N° 59.
7. **Nash, J. E.:** The form of the Instantaneous Unit Hydrograph. AIHS Ass. Gen. Toronto 1958/45.
8. **Nash, J. E.:** Determining runoff from rainfall. Proc. ICE 1958/1.
9. **Wirth, P.—Zsuffa, I.:** La construction de l'hydrogramme unitaire par les moyennes des analogies hydrologiques. Décennie Hydrologique Internationale. Colloques sur les crues. Leningrad 1967.