

II Baltische hydrologische und hydrometrische Konferenz
Tallinn, Juni 1928.

Die hydraulischen Grundlagen der Senkung des Peipussees um 0,3 m.

Von

Ing. E. TILZEN,

Mitarbeiter des hydrometrischen Büros Estlands.

TALLINN

Herausgegeben vom Verkehrsministerium Estlands.

1928

Die hydraulischen Grundlagen der Senkung des Peipussees um 0,3 m.

Von Ing. E. Tilzen,

Mitarbeiter des hydrometrischen Büros Estlands.

Der Peipussee ist 3.600 km² gross und hat ein Einzugsgebiet von 47.800 km², von denen 15.400 km² d. i. 32,2% in Estland und 32.400 km² oder 67,8% in Russland liegen. Seiner nord-östlichen Ecke entströmt sein einziger Ausfluss, die Narowa, die sich nach 77 km langem Laufe in den Finnischen Meerbusen ergiesst.

Seine Wasserstände schwanken von 31,71 m bis + 29,03 m über dem Meeresspiegel mit einer Amplitude von 2,68 m, während die jährliche mittlere Schwankung 0,8 m beträgt, von +29,94 bis +30,74 m. Der langjährige mittlere Wasserstand ist + 30,19 m.

Stellenweise ist das westliche estnische Seeufer flach und niedrig und wird mehr oder weniger durch die hohen Seewasserstände überflutet. Geländeaufnahmen haben ergeben, dass die Fläche der versumpften Wiesen zwischen den Höhenmarken +29.00 und +31.70 m 56.000 hkt. beträgt. Als erschwerender Umstand kommt hinzu, dass der höchste Wasserstand, der gewöhnlich Mitte Mai beobachtet wird, bis zum 1. Juli nur um 0.3 m sinkt und die Vegetationsperiode folglich mit den höchsten Wasserständen zusammenfällt. Die Ernten ergeben daher nur ein minderwertiges Heu, dessen Einernten in Wasserreichen Jahren grosse Schwierigkeiten bereitet.

Ausserdem werden bei Hochwasser mehrere grössere Dörfer teilweise überflutet, Zufuhrstrassen überschwemmt, Ufer unterwaschen und Häuser durch das antreibende Frühlingseis beschädigt.

Die Uebelstände machten die Absenkung der Wasserstände zu einer langersehnten Massnahme. Die Bestimmung des Optimums einer Absenkung gestaltet sich recht schwierig, da einer Absenkung von 1—1,5 m, die landwirtschaftlich vielleicht erwünscht wäre, die Interessen der Schifffahrt und Fischerei entgegenstehen. Auch würden die hohen Kosten einer derartigen Absenkung wirtschaftlich sich schwerlich rechtfertigen.

Durch ein Abkommen mit Russland ist jedoch die Absenkung mit 0,3 m beschränkt und daher sieht auch der Entwurf eine solche von nur 0,3 m vor.

Indem alle Wasserstände um dieses Mass gesenkt werden, ergibt diese Absenkung eine Trockenlegung von ungefähr 6.000 hkt., schränkt die Ueberschwemmungen in den am Ufer gelegenen Dörfern ein und gewährt einen erhöhten Uferschutz.

Da die gegenwärtigen Wasserstände durch das Abflussvermögen des Narowaoberlaufes bedingt sind, konnte eine Absenkung nur durch Vertiefung des Flusslaufes und der Sandbarre im See vor dem Ausfluss erreicht werden. Letztere wird durch einen westöstlichen am Nordufer entlanggehenden Sandstrom gespeist. Das Abflussvermögen des Flusses wird hauptsächlich durch die Omutschen Stromschnellen beeinträchtigt, die in 10 km

Est. A



Entfernung vom Ausfluss beginnen. In den letzteren und noch 2,5 km aufwärts liegt das Flussbett in hartem Kalkfels.

Eingehende hydrometrische Vorarbeiten sind an der Narowa in den Jahren 1902—1910 ausgeführt worden, die in Wassermengenmessungen, Gefällebestimmung, Messtischaufnahmen der Barre und des Flusslaufes mit Flussquerschnittbestimmungen bestanden. Im ganzen sind an dem Ausfluss der Narowa aus dem Peipussee 179 Wassermengenmessungen ausgeführt, darunter 38 im Winter, die das Zeichnen von Wassermengenkurven für den Sommer und Winter ermöglichten. Ausserdem wurden im Zusammenhang mit der Entwurfsbearbeitung im Jahre 1926 Messtischaufnahmen des Oberlaufes erneut angefertigt, die Flussprofile in Abständen von 100 m vermessen, 9 neue Pegel eingerichtet und die Wassermengenmessungen am Ausfluss fortgesetzt.

Der Gedankengang bei der Entwurfsbearbeitung war kurz folgender: für einen Zeitabschnitt, für den eine angemessene Reihe von Beobachtungen über die natürlichen Seewasserstände vorhanden war, sollten die regulierten Wasserstände berechnet werden in der Voraussetzung, dass die Regulierungsarbeiten am Anfang dieses Zeitabschnittes schon ihre Wirkung ausübten.

Bezeichnet man den regulierten Seewasserstand am Anfang des Zeitabschnittes mit H so lässt sich der regulierte Wasserstand für den nächsten Tag, Woche oder Monat — H^1 aus der Gleichung

$$H^1 = H + \frac{(Z - A)}{\omega}$$

berechnen, wo Z den Gesamtzufluss in den See, A den regulierten Abfluss für einen Tag, Woche oder Monat bedeutete und ω die Grösse der Seeoberfläche ist. Für den gegebenen Fall wurde als Zeiteinheit der Monat gewählt, einerseits um die Rechnungsarbeiten einzuschränken, dann aber auch, da die einwandfreie Festsetzung der maassgebenden Seewasserstände kürzerer Zeiteinheit auf Schwierigkeiten stiess. Bei der Grösse der Seeoberfläche von 3.600 km² werden nämlich die Pegelangaben sehr durch den Wind bedingt und jedes Zentimeter Höhenunterschied beeinflusst so stark die rechnerische Zuflussmenge, dass dieselbe sich oft negativ ergeben würde.

Die regulierten Abflussmengen A müssen nach der zu bestimmenden regulierten Wassermengenkurven ermittelt werden, während die Zuflüsse zum See Z sich aus $Z = An \pm \frac{W}{T}$ bestimmen lassen, wo An der natürliche sekundliche Abfluss, W die Zunahme oder Abnahme des Wasservorrates im See während der Zeiteinheit und T die der Zeiteinheit entsprechende Sekundenzahl bedeuten. $W = \omega (h_1 - h_2)$ — bei der Seeoberfläche ω und den Wasserständen h_1 und h_2 am Anfang und Ende des Monats.

Somit erfordert die Bestimmung der Zuflusswassermengen zum See Z nur einfache, wennauch umfangreiche rechnerische Arbeit. Viel umständlicher dagegen ist die Festsetzung der regulierten Wassermengenkurve.

In Betreff letzterer kann festgestellt werden:

- 1) Die Kurve für den regulierten Zustand muss, in dasselbe Axenkreuz eingetragen, niedriger liegen als die Wassermengenkurve für den gegenwärtigen Zustand.
- 2) Da die Vertiefungsarbeiten nur einen verhältnismässig kleinen Eingriff in die Aflussverhältnisse darstellen, muss die neue Kurve einen der alten ganz ähnlichen Verlauf nehmen.
- 3) Die Vertiefungsarbeiten ergeben prozentual bei Niedrigwasser eine bedeutend grössere Querschnittvergrösserung, als bei Hochwasser. Es muss daher die neue Kurve bei Niedrigwasser eine grössere Absenkung aufweisen als bei Hochwasser.

Auf Grund dieser allgemeinen Grundsätze ist die Zeichnung der regulierten Wassermengenkurve möglich, wenn einige Punkte derselben bestimmt sind. Da die Bestimmung dieser Punkte aber zeitraubend ist und viel rechnerische Arbeit erfordert, wurden nur 2 Punkte der Kurve ermittelt, einer für niedrige, der andere für hohe Wasserstände. Der Rechnungsgang war dabei folgender: Für den niedrigen Wasserstand wurden die Rauigkeitsbeiwerte der einzelnen Flussabschnitte des Oberlaufes der Narowa nach den Formeln von Chezy und Ganguillet und Kutter bestimmt. Die Rechnung wurde flussabwärts vom Ausfluss beim Dorfe Wasknarva zu den Stromschnellen der Verhovski Insel durchgeführt, indem mit einem auf Grund vorläufiger Bestimmung gewählten Rauigkeitsbeiwerte die Wasserspiegellinie von Profil zu Profil, oder bei gleichmässigen Flussquerschnitten auch für mehrere Profilabstände auf einmal, berechnet wurde. Diese Berechnung erfolgte nach der bekannten Formel für ungleichförmige Wasserbewegung:

$$JL = \frac{V_m^2 L}{C^2 R} + \frac{2}{3} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

mit der Annahme, dass bei Umsetzung von Geschwindigkeitsenergie in Druckhöhenenergie 1/3 derselben verloren geht, während die Umsetzung im umgekehrten Fall verlustlos vor sich geht. War der Rauigkeitsbeiwert zutreffend gewählt, so fiel die errechnete Spiegellinie mit der tatsächlichen nach 9 Pegeln gezogenen zusammen. Fing jedoch die errechnete Spiegellinie von einem bestimmten Punkte ab an von der tatsächlichen abzuweichen, so war das ein Zeichen, dass der Rauigkeitsbeiwert nicht mehr zutraf, und die Rechnung musste mit einem geänderten Rauigkeitsbeiwert von diesem Punkte ab wiederholt werden. Der langjährige mittlere Abfluss der Narowa ist 319,4 m³/sek. mit einem Minimum von 90 und Maximum von 1.200 m³/sek. Den Wasserspiegelberechnungen für Niedrigwasser wurde die Wassermenge 272 m³/s. zugrundegelegt (+29,89 m am Pegel Wasknarva 30. X 1926) und es ergaben dieselben folgende Rauigkeitsbeiwerte nach Ganguillet und Kutter: vom Ausfluss flussabwärts auf einer Strecke von 4,32 km $n = 0,035$, weiter auf 4,08 km $n = 0,045$ und in den Werhovski Stromschnellen auf 3,05 km $n = 0,042$. Das Gefälle betrug auf den obersten 5,95 km $J = 0,00055$, weiter auf 3,55 km $J = 0,000093$ u. in den Stromschnellen auf 1,95 km $J = 0,00041$. Die berechnete Wasserspiegellinie weicht von der tatsächlichen bei den Pegeln um nur + 8 bis — 13 mm ab.

Nachdem die Rauigkeitsbeiwerte einwandfrei ermittelt waren, konnte die Menge der Baggerarbeiten und die regulierte Wasserspiegellinie für dieselbe Wassermenge festgelegt werden. Die Absenkung der Seewasserstände sollte im Mittel 0,3m betragen; da vom See bis zum Pegel Wasknarva am Ausfluss als Monatsmittel ein Gesamtgefälle von 0,07 — 0,16 m vorhanden war, konnte durch die Regulierung der Barre eine Absenkung von 0,05 m erhofft werden, sodass die Absenkung am Pegel Wasknarva noch 0,30 — 0,05 = 0,25 m betragen musste. Von letzterer Ziffer ausgehend wurde dann die Menge der nötigen Flussbettbaggerungen bestimmt, indem zugleich das Gefälle bis auf 7 u. 12 cm/ 1 km vergrössert wurde. Das geschah durch Berechnung der nötigen Querschnittsgrössen von Profil zu Profil oder mehrere Profile zusammenfassend nach den Formeln von Chezy und Ganguillet und Kutter; und zwar wurde die Berechnung mit gegen die natürlichen verringerten Rauigkeitsbeiwerten mit der Begründung durchgeführt, dass im Bereich der Vertiefungsarbeiten durch letztere ein ebeneres und gleichmässigeres Bett geschaffen wird, während im mittleren Flussabschnitt die einzelnen Strömungshindernisse wie, Steine, kleinere Sohlenerhebungen und Untiefen zwecks Verminderung des Rauigkeitsbeiwertes fortgebaggert werden sollten. Der Berechnung der Baggermengen wurde $n = 0,035$ für alle drei Flussabschnitte zugrunde gelegt und es ergab dieselbe die Notwendigkeit eines Aushubes von 217.000 m³ Kalkfelsen in den Stromschnellen auf einer Strecke von 1,5 km.

Zum Vergleich wurde jedoch auch die Baggermenge mit den natürlichen Rauigkeitsbeiwerten $n = 0,035$; $0,045$ und $0,042$ auf die gleiche Weise zu 175.000 m^3 festen schottrigen Lehm und 367.000 m^3 Kalkfelsen, insgesamt 542.000 m^3 Aushub ermittelt.

Die Absenkung der Wassermengenkurve bei $272 \text{ m}^3/\text{sek.}$ Wasserführung war somit mit $0,25 \text{ m}$ festgesetzt und benötigte einen Felsaushub von 217.000 m^3 .

Es konnte nun an die Berechnung der Absenkung bei Hochwasser — $700 \text{ m}^3/\text{sek.}$ — geschritten werden. Vorher mussten jedoch die Rauigkeitsbeiwerte bei Hochwasser bestimmt werden. Dazu standen aber nur die Angaben zweier Pegel am Ausfluss und $11,5 \text{ km}$ unterhalb in den Stromschnellen beim Dorfe Skarjätina zur Verfügung. Eine Ermittlung der Beiwerte für jede Flussstrecke war daher nicht möglich und es wurden die für die einzelnen Flussstrecken bei Niedrigwasser gefundenen Beiwerte annähernd proportional verringert, da eine Proberechnung erwiesen hatte, dass die Beiwerte bei Hochwasser kleiner waren.

Diese Verringerung wurde in dem Maasse vorgenommen, dass die profilweise berechnete Wasserspiegellinie mit den tatsächlichen Pegelständen in Wasknarva und Skarjätina zusammenfiel.

Die so ermittelten natürlichen Rauigkeitsbeiwerte wurden bei Berechnung der Absenkung der Wassermengenkurve für Hochwasser infolge Flussbettvertiefung analog dem Verfahren bei Niedrigwasser, herabgesetzt.

Untenstehende Tabelle gibt eine Uebersicht der natürlichen und der bei der Absenkungsberechnung verwandten Rauigkeitsbeiwerte.

Zahlentafel Nr. 1. Rauigkeitsbeiwerte nach Ganguillet und Kutter.

Flussstrecke	Niedrigwasser + 29,89 m $Q = 272 \text{ m}^3/\text{sek.}$		Hochwasser + 30,97 m $Q = 700 \text{ m}^3/\text{sek.}$	
	Natürlicher Beiwert n	Herabgesetzter Beiwert n	Natürlicher Beiwert n	Herabgesetzter Beiwert n
Wasknarva Kukinberg km 0,57—4,92	0.035	0.035	0.028	0.028
Kukinberg Oberende d. Werhowsky-Insel km 4,92—9,02	0.045	0.035	0.033	0.030
Oberes bis Unteres Ende d. Werhowsky-Insel km 9.02—12.06	0.042	0.035	0.031	0.028

Die Absenkung des Wasserspiegels in Wasknarva für das Hochwasser $700 \text{ m}^3/\text{sek.}$, mit den Rauigkeitsbeiwerten $N=0,028$, $0,030$ und $0,028$ berechnet, erwies sich — $0,17 \text{ m}$.

Nach den 2 Absenkungspunkten für $Q=272$ u. $700 \text{ m}^3/\text{sek.}$ in Wasknarva wurde die Wassermengenkurve für den regulierten Zustand gezeichnet, indem die Absenkung der Zwischenpunkte der Wassermenge proportional angenommen wurde.

Für die Konstruktion der abgesenkten Winterwassermengenkurve wurde, mangels anderer Unterlagen, angenommen, dass die Absenkungen bei gleichen Wassermengen den der Sommerkurve gleich sind. Die einzelnen Winterabflussmengen wurden der Kurve, nach dem bekannten Stouth'schen Verfahren, entnommen.

Nach Festsetzung der abgesenkten Wassermengenkurven für den Sommer und Winter konnte dann an die Bestimmung der abgesenkten Seewasserstände nach den oben angeführten Formeln geschritten werden.

Es ergaben sich folgende Jahresmittel der Absenkung.

J a h r	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1903—1910
Absenkung m	0,274	0,288	0,26	0,273	0,283	0,303	0,302	0,309	0,287

Die einzelnen Monatsabsenkungen schwanken zwischen 0,23 und 0,33 m und zwar ist die Absenkung in den Monaten mit kleiner Wasserführung am grössten und umgekehrt. Dieselbe Gesetzmässigkeit herrscht zwischen den Jahresmitteln der Absenkung, indem in wasserarmen Jahren die Absenkung am grössten ist, und erklärt sich, wie zu erwarten war, durch die grössere Auswirkung der Baggerarbeiten bei kleiner Wasserführung.

Die errechnete mittlere Absenkung — 0,287 m — kommt der erstrebten von — 0,30 so nahe, dass von einer Vergrösserung der Baggerarbeiten abgesehen werden konnte. Die m Entwurf vorgesehenen Arbeiten erfordern laut Kostenanschlag einen Aufwand von 1,285 Milj. E. Kronen (= 342.000 Dollar).

Den Umfang der hydraulischen Rechnungsarbeit bei der Entwurfsbearbeitung veranschaulicht die grosse Zahl der Berechnungen nach den Formeln von Chezy und Ganguillet und Kutter, deren Anzahl 900 betrug.

II.

Die zahlreichen bei der Entwurfsbearbeitung durchgeführten hydraulischen Durchrechnungen haben eine eingehende Klärung der Rauigkeitsverhältnisse des Narowaoberlaufes ergeben und ermöglichen die Anwendbarkeit der gebräuchlichen Rechnungsmethoden und Formeln zu beurteilen.

Bei Flussregulierungen handelt es sich um die Berechnung des Gefälles oder des Flussquerschnittes nach der Chezyschen oder dieselbe ersetzenden Formeln und solchen für den Geschwindigkeitsbeiwert, nachdem der Rauigkeitsbeiwert ermittelt ist. Die einwandfreie Bestimmung des Rauigkeitsbeiwertes ist aber nur möglich, wenn durch entsprechende Vorarbeiten die Wassermengenkurve, Gefälle bei verschiedener Füllung und die Flussquerschnitte ermittelt worden sind. Im weiteren ist angenommen, dass alle nötigen Unterlagen vorhanden sind.

Die Berechnung der Rauigkeitsbeiwerte kann dann vorgenommen werden; es ist jedoch zu beachten, dass letzteres für Flussstrecken mit einem genügenden Gesamtgefälle geschieht, damit die Fehler der Gefällsbestimmung das Ergebnis nicht wesentlich beeinflussen können. Ein Gesamtgefälle von 0,25—0,30 m. wird in den meisten Fällen genügen. Die Bestimmung der Rauigkeitsbeiwerte des natürlichen Flusslaufes hat für die ganze Regulierungsstrecke zu geschehen und gibt über die streckenweise Veränderlichkeit des Beiwertes Aufschluss.

Es ist jedoch eine bekannte Tatsache, dass die Rauigkeitsbeiwerte sich mit der Wasserführung ändern und zwar bei vielen Flüssen in recht erheblichem Masse. An der Narowa erwiesen sich beispielweise die Beiwerte nach Ganguillet und Kutter bei Hochwasser um 21,7—33,5% kleiner als bei Niedrigwasser. Bei Anwendung der Chezyschen Formeln $v = c \sqrt{R J}$ zur Flussberechnung müssen daher die Rauigkeitsbeiwerte für verschiedene Wasserführung berechnet werden, z. B. für Niedrig-, Mittel- und Hochwasser.

Da diese Berechnungen sich gleichfalls auf die ganze zu regulierende Strecke erstrecken müssen, bringt das ein bedeutendes Ansteigen der Rechnungsarbeit mit sich, die vermieden werden kann, wenn bei der Berechnung Formeln angewandt werden, die für die einzelnen

Flussstrecken bei allen Wasserführungen ein und dieselben Geschwindigkeitsbeiwerte ergeben.

Diese Veränderlichkeit des Rauigkeitsbeiwertes mit der Wasserführung bildet einen grossen Nachteil der üblichen Formeln, da sie die Berechnungsarbeit vergrössert und auch unsicher macht und die richtige Wahl des Beiwertes für die verschiedenen Wasserführungen immer Schwierigkeiten bereiten wird. Für die Narowa hat es sich erwiesen, dass der Rauigkeitsbeiwert mit abnehmender Wasserführung oder abnehmendem Wasserstande wächst und zwar wird es richtiger sein die Abhängigkeit vom Wasserstande anzunehmen, da nur mit diesem die Querschnittsabmessungen sich ändern.

Wenn dann die Wasserstände durch die Regulierungsarbeit gesenkt werden und dieselbe Wassermenge bei niedrigerem Wasserstande abgeführt wird, müsste auch der Rauigkeitsbeiwert zur Berechnung der Absenkung erhöht werden. Diese Überlegung bestätigt die durch die Veränderlichkeit des Rauigkeitsbeiwertes bedingte Unsicherheit der Ergebnisse. Die Berechnung der Menge der Baggerarbeiten an der Narowa mit verschiedenen Rauigkeitsbeiwerten verbildlicht diese Unsicherheit deutlich: es ergab nämlich die Berechnung mit den am natürlichen Flusslaufe ermittelten Rauigkeitsbeiwerten, nach Ganguillet und Kutter im Mittel $n = 0,041$, eine Baggermenge von 540.000 m³ und mit $n = 0,035$ nur 217.000 m³, also 2½-mal weniger.

Zur Klärung der vorzüglicheren Anwendbarkeit anderer Formeln wurden 2 Flussstrecken der Narowa und eine am Wolchowfluss behandelt, indem die Geschwindigkeiten nach Formeln berechnet und mit den tatsächlich festgestellten verglichen wurden. Die Ergebnisse sind in folgenden Zahlentafeln angeführt.

Zahlentafel Nr. 2. Narowa I; Flußstrecke km 0,57—4,92.

Wassermenge Q m ³ /sek.	Gefälle in %	Hydraul. Radius R in m	Tatsächl. Geschwin- digkeit v m/s.	Nach Ganguillet und Kutter $n = 0,031$		Nach Strickler $k = 35,4$		Forchheimer $v = \lambda R^{0,7} \cdot J^{0,5}$ $\lambda = 33,4$		$V = d \cdot R^y \cdot J^x$ bei $d = 2,7$ $y = 1,44$ $x = 0,326$	
				v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %
272	0,0503	2,67	0,437	0,492	+12,6	0,485	+11%	0,471	+7,8	0,437	0
450	0,0640	3,11	0,590	0,61	+3,4	0,616	+2,7	0,59	0	0,59	0
665	0,0626	3,60	0,723	0,673	-6,9	0,658	-9,0	0,666	-7,9	0,723	0

Zahlentafel Nr. 3. Narowa II; Flußstrecke km 4,92—8,08.

Wassermenge Q m ³ /sek.	Gefälle in %	Hydraul. Radius R in m	Tatsächl. Geschwin- digkeit v m/s.	Nach Ganguillet und Kutter $n = 0,040$		Nach Strickler $K = 30,0$		Forchheimer $v = \lambda R^{0,7} \cdot J^{0,5}$ $\lambda = 29,3$		$V = d \cdot R^y \cdot J^x$ $d = 0,658$ $y = 1,98$ $x = 0,264$	
				v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %
272	0,0727	2,94	0,449	0,498	+10,9	0,523	+16,5	0,530	+18,0	0,449	0
450	0,0822	3,41	0,624	0,586	-6,1	0,614	-1,6	0,624	0,0	0,624	0
695	0,113	3,81	0,842	0,729	-13,4	0,777	-7,7	0,794	-5,7	0,842	0

Zahlentafel Nr. 4. Wolchow bei Gostinopolje. Länge der Strecke 1,16 km.

Wassermenge Q m ³ /s.	Gefälle J in %	Hydraul. Radius R in m	Geschwind. tatsächl. v m/s.	Gangüillet und Kutter $n = 0,035$		Strickler $K = 30$		Bazin		Kutter		$V = d \cdot R^y \cdot J^x$ $d = 91$ $y = 0,606$ $x = 0,523$	
				v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %	v m/s.	Abwei- chung %		
96,15	0,0144	2,91	0,186	0,280	+50,5%	0,234	+25,8	0,242	+30,1	0,225	+21%	0,186	0
499,5	0,0807	3,55	0,616	0,671	+9,0	0,633	+2,8	0,633	+2,8	0,626	+1,6%	0,616	0
2175,0	0,3773	5,11	1,799	1,722	-4,3%	1,746	-3,0	1,644	-8,6%	-1,817	+1%	-0,799	0

**ABHÄNGIGKEIT DER GEMESSENEN U. BERECHNETEN
WASSERGESCHWINDIGKEITEN VOM
WASSERSTANDE.**

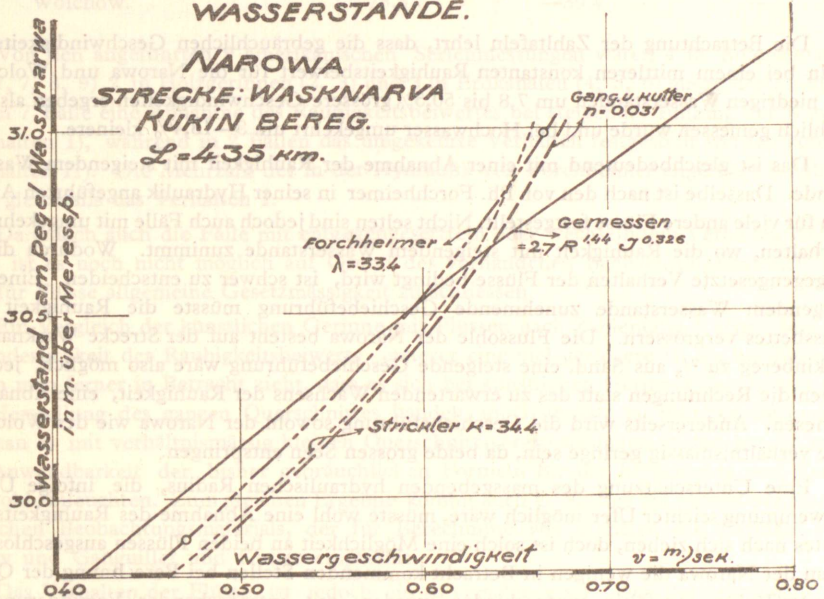


Abb. 1

ABHÄNGIGKEIT DER GEMESSENEN U. BERECHNETEN WASSERGESCHWINDIGKEITEN VOM WASSERSTANDE.

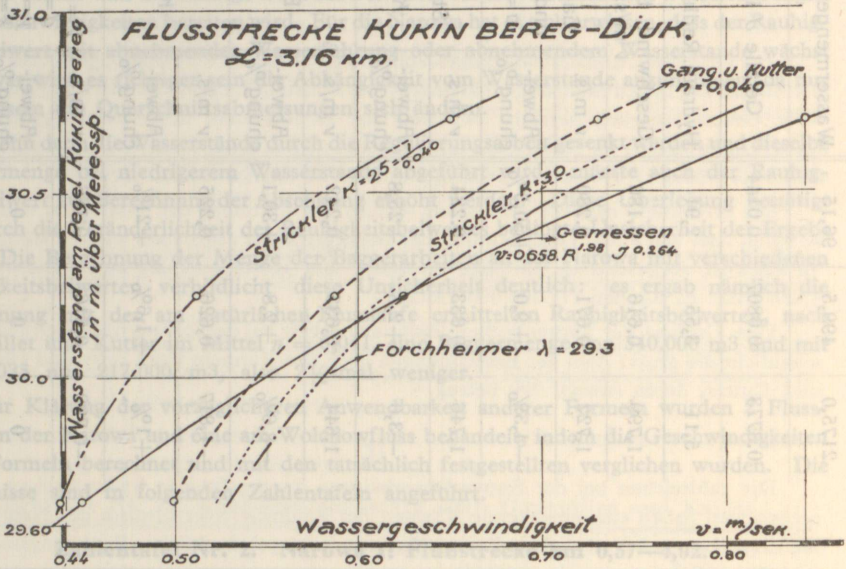


Abb. 2

Die Betrachtung der Zahltafeln lehrt, dass die gebräuchlichen Geschwindigkeitsformeln bei einem mittleren konstanten Rauigkeitsbeiwert für die Narowa und Wolchow bei niedrigen Wasserständen um 7,8 bis 50,5% grössere Geschwindigkeiten ergeben als tatsächlich gemessen wurde und bei Hochwasser umgekehrt um 3—13,4% kleinere.

Das ist gleichbedeutend mit einer Abnahme der Rauigkeit mit steigendem Wasserstande. Dasselbe ist nach den von Ph. Forchheimer in seiner Hydraulik angeführten Angaben für viele andere Flüsse festgestellt. Nicht selten sind jedoch auch Fälle mit umgekehrtem Verhalten, wo die Rauigkeit mit steigendem Wasserstande zunimmt. Wodurch dieses entgegengesetzte Verhalten der Flüsse bedingt wird, ist schwer zu entscheiden. Eine mit steigendem Wasserstande zunehmende Geschiebeführung müsste die Rauigkeit des Flussbettes vergrössern. Die Flusssole der Narowa besteht auf der Strecke Wasknarwa-Kukinbereg zu $\frac{2}{3}$ aus Sand, eine steigende Geschiebeführung wäre also möglich, jedoch haben die Rechnungen statt des zu erwartenden Wachsens der Rauigkeit, eine Abnahme erwiesen. Andererseits wird die Geschiebeführung sowohl der Narowa wie des Wolchow eine verhältnismässig geringe sein, da beide grossen Seen entspringen.

Eine Unterschätzung des massgebenden hydraulischen Radius, die infolge Überschwemmung seichter Ufer möglich wäre, müsste wohl eine Abnahme des Rauigkeitsbeiwertes nach sich ziehen, doch ist solch eine Möglichkeit an beiden Flüssen ausgeschlossen, da an der Narowa die wenigen in Betracht kommenden Stellen bei Berechnung der Querschnittsflächen sorgfältig ausgeschieden wurden, mit entsprechender Verringerung der Wassermenge und am Wolchow die Ufer steil sind und solche Stellen fehlen.

Die Tatsache jedoch, dass der formelmässige Rauigkeitsbeiwert sich mit dem Wasserstande ändert, zeigt, dass die üblichen Formeln den Fliezzustand in Flüssen nicht richtig erfassen.

Es bot in diesem Zusammenhang Interesse festzustellen, ob nicht an künstlichen Gerinnen und Erdkanälen ähnliche Erscheinungen zu beobachten sind. Zu diesem Zwecke wurden diejenigen von C. Skobey in „The Flow of water in irrigation channels“ 1924 angeführten Messungen an amerikanischen Kanälen ausgewertet, die Kanalstrecken mit mehreren Messungen bei verschiedener Füllung betrafen.

Die Ergebnisse sind mit Hinzufügung der Narowa und des Wolchow in folgender Zahlentafel angeführt.

Zahlentafel Nr. 5. Veränderlichkeit des Rauigkeitsbeiwertes n nach Ganguillet und Kutter bei wachsender Kanalfüllung.

Nr.	N der Versuche nach Scobey	Anwachsen des hydr. Rad. R in % von R bei kleiner Füllung	Ab- u. Zunahme von „ n “ in % des „ n “ bei kl. Füllung	Anmerkung
1	46, 48, 50	109%	— 9,2%	Betonkanal.
2	60, 61, 62, 63	91%	+ 9,5%	Holzgerinne.
3	65, 66, 67, 68	40%	—14,9%	„
4	137, 138, 139, 140	19,7	+ 4,3	Erdkanal.
5	206, 207, 208	36	— 8,5	„
6	128, 129	63	— 8,3	„
7	16, 17	190	— 4,6	Betonkanal.
8	18, 19	75,5	— 1,6	„
9	45, 47, 49	121	— 7,8	„
10	Narowa obere Strecke.	34,8	—21,7	—
11	Narowa untere Strecke.	29,6%	—33,5%	—
12	Wolchow.	75,5	—39,4	—

Von den angeführten 9 amerikanischen Serienmessungen waren 4 in Betonkanälen (nr. 1, 7, 8, 9) 2 in Holzgerinnen (2, 3) und 3 in Erdkanälen (4, 5, 6) ausgeführt, und es zeigen 7 Fälle eine Abnahme des Rauigkeitsbeiwertes bei steigender Füllung der Kanäle (Verhalten I), während in 2 Fällen das umgekehrte Verhalten festgestellt werden konnte (Verhalten II). Die Mehrzahl der in der Hydraulik von Forchheimer angeführten Flüsse zeigt gleichfalls das Verhalten I.

Da jedoch auch die Fälle mit entgegengesetztem oder wechselndem Verhalten häufig sind, ist es noch nicht möglich auf Grund des vorhandenen Beobachtungsmaterials auf eine für Flüsse allgemeine Gesetzmässigkeit zu schliessen.

Ein Vergleich der künstlichen Gerinne mit Flüssen nach Zahlentafel 5 zeigt, dass die Veränderlichkeit der Rauigkeitsbeiwerte ersterer eine viel geringere ist als bei Flüssen. Wenn man ferner in Betracht zieht, dass es sich bei künstlichen Gerinnen fast immer um die Herstellung des ganzen Querschnittes handelt, im Gegensatz zu Flussregulierungen, wo man es mit verhältnismässig kleinen Querschnittsvergrösserungen zu tun hat, so wird die Anwendbarkeit der bisher gebräuchlichen Formeln für die Berechnung von Kanälen wohl einleuchten. Zum gleichen Ergebnis kommt auch C. Scobey auf Grund des amerikanischen Beobachtungsmaterials, der für Berechnung von Kanälen die Formeln von Chezy und Ganguillet und Kutter empfiehlt.

Das Verhalten der Flüsse ist jedoch ein so verschiedenes, dass die gebräuchlichen Formeln, den Abflussvorgang zu ungenau erfassen. Es muss daher jeder Fluss individuell

behandelt werden, indem auf Grund eingehender Vorarbeiten die Abflussverhältnisse der einzelnen, konstante Rauigkeit aufweisenden, Flussstrecken klargelegt und die Rauigkeitsbeiwerte der üblichen Formeln für verschiedene Wasserstände berechnet werden.

Vorzuziehen ist jedoch die Aufstellung spezieller Formeln für jede Flussstrecke deren Beiwerte bei wechselnden Wasserständen constant bleiben.

Empfehlenswert wäre eine logarithmierbare Formel von der Form $V = d R^y J^x$, in der die 3 Beiwerte d, y u. x aus der Bedingung bestimmt werden können, dass die Formel bei Niedrig- Mittel -und Hochwasser mit den Messergebnissen genaue Uebereinstimmung ergibt. Die 3 Beiwerte gelten dann für alle Wasserstände einer Flussstrecke mit unveränderlichen Rauigkeitsverhältnissen. Sollten letztere sich ändern, was durch profilweise Berechnung der Wasserspiegellinie leicht festgestellt werden kann, so muss für diese Strecke mit veränderter Rauigkeit die Bestimmung der 3 Beiwerte der Formel wiederholt werden.

Dadurch wird die durch Messungen festgelegte Geschwindigkeitskurve $v = f(h)$ in die mathematische Form einer Formel gekleidet, ohne näher Begründung des Aufbaues derselben.

Es ist daher einleuchtend, dass die gefundenen Beiwerte nur für die betreffende Flussstrecke Geltung haben können. In den Zahlentafeln 2, 3, 4 sind 2 Flussstrecken den Narowa und eine am Wolchow auch nach der Formel $v = d R J^x$ durchgerechnet — und zum Vergleich sind die erhaltenen Beiwerte in Zahlentafel 6 zusammengestellt.

Zahlentafel Nr. 6. Vergleich der Beiwerte der Formel $v = d R^y J^x$.

Nr.	Flusstrecke	d	y	x
1	Narowa I	2,7	1,44	0,326
2	Narowa II	0,658	1,98	0,264
3	Wolchow	91,0	0,523	0,606

Während die Potenzen y u. x für den Wolchow sich den üblichen mehr oder weniger anschliessen, weisen sie für die Narowa grosse Abweichung auf. Die beiden Flüsse haben jedoch insofern ein verschiedenes Verhalten, als das Verhältniss des Hochwassergefälles zum Niedrigwassergefälle für den Wolchow 26,3 beträgt, während es an der Narowa auf 1,56 sinkt.

Beachtenswert ist in diesem Zusammenhang die von Forchheimer in „Der Durchfluss des Wassers durch Röhren und Gräben etc.“ S. 22 angeführte Auswertung der Darcy-Bazin'schen Versuche zur Bestimmung des Potenzexponenten von R . Die einzelnen Serien dieser Versuche haben für den Exponenten Grössen ergeben die im Bereiche von 0,6—1,14 schwanken. Daraus könnte der Schluss gezogen werden, dass die Wahl eines konstanten Exponenten, wie es in vielen gebräuchlichen Formeln der Fall ist, selbst für künstliche Gerinne durchaus nicht angebracht ist. Ein unverkennbarer Nachteil der vorgeschlagenen ganz individuellen Behandlungsweise der einzelnen Flussstrecken bleibt die Veränderlichkeit aller 3 Beiwerte, die selbst bei Anhäufung von Rechnungsergebnissen verallgemeinernde Schlussfolgerungen sehr erschwert. Ferner wird es sogar unmöglich sein zu beurteilen, ob eine Flussstrecke ein rauheres oder ebeneres Flussbett besitzt als eine andere, da eben alle 3 Beiwerte sich geändert haben.

Solange man sich jedoch über die Ursachen des verschiedenen Verhaltens einzelner Flüsse nach Verhalten I oder II im Unklaren ist, werden diese Uebelstände wohl kaum beseitigt werden können.

Die bisherigen Forschungen, die mit dem Gefälle, hydraulischen Radius und Rauigkeitsbeiwert ausgerüstet, vorgegangen sind, haben diese Widersprüche nicht erklären können, und es scheint daher, dass noch andere Umstände in Betracht gezogen werden müssen.

Befruchtend könnte hier vielleicht ein tieferes Eindringen in den Fliessvorgang wirken, durch Vergleich der Geschwindigkeitsverteilung im Flussquerschnitt auf verschiedenen Flussstrecken und bei verschiedenen Wasserständen.

Solange aber diese Fragen der Lösung entgegenreifen, ist man auf die vorhandenen Formeln angewiesen: die individuelle Behandlung der Flüsse wird nicht zu umgehen sein und die Rechnungsarbeit beim Entwurf von Regulierungen kann durch Anwendung der vorgeschlagenen logarithmizierbaren Geschwindigkeitsformel beträchtlich verringert werden.

Es verdient Beachtung, dass schon vor 40 Jahren Teubert die Elbe nach dem hier befürworteten Verfahren behandelt hat, indem er gleichfalls die logarithmizierbare Formel $v = d R y J^x$ anwandte, und jahrzehntelange Forschungen bisher zu keinen wesentlich besseren Ergebnissen geführt haben.

Die Ergebnisse vorstehender Betrachtungen können kurz in folgenden Sätzen zusammengefasst werden.

1) Der Abflussvorgang von Flüssen wird durch die gebräuchlichen Formeln nicht richtig erfasst und die Forschungen zur Klärung des Abflussvorganges in Flüssen müssen fortgesetzt werden.

2) Bei Entwürfen von Regulierungsarbeiten muss jeder Fluss individuell behandelt werden mit Klarlegung der Abflussverhältnisse durch eingehende hydrometrische Vorarbeiten, Aufnahme der Querschnitte und Gefällemessungen.

3) Bei der streckenweisen Berechnung von Gefällelinien und Flussquerschnitten sollte den Formeln der Vorzug gegeben werden, deren Beiwerte von Aenderungen des Wasserstandes unabhängig sind.

Est

A-3707