

Hydraulisches Rechnen

Von Prof. Dr. Ing. R. Weyrauch

Stuttgart

Verlag von Konrad Wittmer

517/a

51

10/809/1/3-

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000325740

517/a

Hydraulisches Rechnen

Formeln und Zahlenwerte
aus dem Gebiete des Wasserbaus
für die Praxis

bearbeitet von

Dr.-Ing. R. Weyrauch

o. Professor der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart.

Mit 34 Figuren im Text.

Jan Japunnar
Praga 3/17 09

Stuttgart.

Verlag von Konrad Wittwer

1909.

517/a

Alle Rechte vorbehalten.



II 357263

Vorwort.

Das vorliegende Werkchen soll den Ingenieuren die wichtigsten Formeln und Zahlenwerte des wasserbaulichen Rechnens bequem und mit für die Mehrzahl der Fälle ausreichender Vollständigkeit zur Verfügung stellen. Es sucht die immer größer werdende Lücke auszufüllen zwischen den allzu kurz gehaltenen allgemeinen Taschenbüchern und den Lehrbüchern, die nicht in der Lage sind, namentlich im Zahlenmaterial die Bedürfnisse der rasch arbeitenden Praxis genügend zu berücksichtigen. Vielleicht kann die Schrift auch zur Entlastung des wasserbaulichen Unterrichts beitragen.

Damit schablonenhafte Anwendung der Formeln und Zahlen vermieden werde, sind die Voraussetzungen und Gültigkeitsgrenzen der Verfahren überall angegeben.

Herrn Professor Dr. Lueger spreche ich verbindlichen Dank aus für die freundliche Überlassung einiger Ausführungen und Tabellen.

Für Ergänzungsvorschläge, insbesondere auch für Mitteilung etwaiger Zahlenfehler werde ich dankbar sein.

Stuttgart, im Juli 1909.

Dr.-Ing. R. Weyrauch.

Inhalt.

	Seite	
Literaturverzeichnis	VII	
I. Formeln von Kutter-Ganguillet und Bazin		
1. Gleichförmige Bewegung des Wassers	1	
2. Formeln für den Koeffizienten k	2	
A. Kuttersche Formeln	2	
Tabelle I. Werte des Koeffizienten n	3	
Tabelle II. Werte des Koeffizienten m	3	
Tabelle III. Tafel gemessener Werte von n	5	
Tabelle IV. Werte des Koeffizienten k für $a > 0,0005$	6	
Tabelle V. Vergleichstafel der Werte n und m für $a = 0,0005$	8	
B. Bazinsche Formel	8	
Tabelle VI. Werte des Koeffizienten c	8	
Tabelle VII. Werte des Koeffizienten k	9	
3. Berechnung verschiedener Profile	11	
A. Trapezoidales und rechteckiges Profil	11	
Tabelle VIII. Rechnungsgrößen, wenn die Spiegelbreite gegeben	12	
Tabelle IX. Rechnungsgrößen, wenn die Sohlenbreite gegeben	14	
Tabelle X. Verhältnisse $h:2b$ und $h:2s$ für günstigste Profilformen	15	
B. Kreisprofil und normales Eiprofil	15	
Tabelle XI. Die Größen F, U, P, v, Q bei verschied. Füllungen	16	
C. Abgerundete nach oben offene Profile	17	
D. Unregelmäßige Profile	17	
E. Zusammengesetzte Profile	18	
II. Berechnung der Lichtweiten von Rohren und normalen Eiprofilen mittels der Kutterschen Koeffizienten		
1. Gleichungen; Werte von k	19	
Tabelle XII. Werte k für vollaufende Kreisprofile	} jeweils für	21
Tabelle XIII. „ k „ „ Eiprofile		21
Tabelle XIV. „ λ „ „ Kreisprofile		22
Tabelle XV. „ μ „ „ Eiprofile		22
Tabelle XII. Werte k für vollaufende Kreisprofile	21	
Tabelle XIII. „ k „ „ Eiprofile	21	
Tabelle XIV. „ λ „ „ Kreisprofile	22	
Tabelle XV. „ μ „ „ Eiprofile	22	
2. Vergleich von Kreis- und Eiprofil	23	
3. Tabellen der Wassermengen und Geschwindigkeiten	23	

4. Teilweise Fütterung von Kreis- und Eiprofilen	24
Tabelle XVI. Vollaufende Kreisprofile für $m = 0,25$ von $D = 40$ bis $D = 375$ mm	26
Tabelle XVII. Vollaufende Kreisprofile für $m = 0,25$ von $D = 400$ bis $D = 1200$ mm	28
Tabelle XVIII. Vollaufende Kreisprofile für $m = 0,35$ von $D = 40$ bis $D = 375$ mm	30
Tabelle XIX. Vollaufende Kreisprofile für $m = 0,35$ von $D = 400$ bis $D = 1200$ mm	32
Tabelle XX. Vollaufende Eiprofile für $m = 0,25$ von Profil 60/40 bis Profil 300/200 cm	34
Tabelle XXI. Vollaufende Eiprofile für $m = 0,35$ von Profil 60/40 bis Profil 300/200 cm	36
Tafel zur Darstellung von Q und v in Funktion der Fülltiefe (s. a. S. 3 des Umschlags)	38
5. Beziehungen zwischen Durchmesser, Geschwindigkeit u. Förder- menge	39
a) α konstant, D variabel	39
Tabelle XXII. Verhältniszahlen für die Berechnung	39
b) α variabel, D konstant,	40
Tabelle XXIII. Die Werte $\sqrt{\alpha}$	40
6. Besondere Widerstände in Rohrleitungen	41
III. Die Geschwindigkeiten in offenen Wasserläufen	42
Tabelle XXIV. Siedeksche Formeln zur Berechnung von v	45
Tabelle XXV. Siedekscher Widerstandskoeffizient für künst- liche Gerinne	45
Tabelle XXVI. Siedeksche Koeffizienten a , b und c	46
IV. Die Geschwindigkeiten bei offenen und geschlossenen Profilen	47
Tabelle XXVII. Geschwindigkeiten in offenen Gräben	47
Tabelle XXVIII. Grenzefälle bei städtischen Kanälen	49
V. Ausfluß durch Öffnungen und Überfälle	50
1. Allgemeines	50
2. Ausflußformeln für rechteckige Öffnungen	52
3. Ausflußformeln für Überfälle	53
a) Versuchsergebnisse	53
b) Einfachere Gleichungen	54
Tabelle XXIX. Werte $h^{3/2} \cdot v = \sqrt{2gh} \cdot Q = 1,80 \cdot b \cdot h \sqrt{h}$ für $b = 1,00$ m, wenn gegeben h ,	55
VI. Wehrberechnung nach Wex	56
1. Überfallwehre (vollkommene Überfälle)	56
A. Aufstellung der allgemeinen Gleichung	56
B. Bestimmung der Werte s und s_1	57

C. Bestimmung des Koeffizienten μ	59
D. Näherungsgleichung	60
E. Schiefe und gebogene Überfallwehre	60
2. Grundwehre	61
A. Charakteristik des Grundwehrs	62
B. Allgemeine Gleichungen	62
C. Spezialfälle	63
D. Koeffizienten μ und μ_1	64
E. Näherungsformeln	64
Anhang. Stauwirkung von Brückenpfeilern	64

VII. Stau- und Absenkungskurven 66

A. Staukurven	66
1. Methoden von Grashof	67
Tabelle XXX. Tab. zur Stauberechnung nach Grashof	68
2. Methode von Rühlmann	69
Tabelle XXXI. Tab. zur Stauberechnung nach Rühlmann	69
3. Methode von Tolkmitt	70
Tabelle XXXII. Tab. zur Stauberechnung nach Tolkmitt	71
4. Parabelmethode	71
B. Senkungskurven	72
Tabelle XXXIII. Tabelle zur Berechnung der Senkungskurven nach Tolkmitt	73

VIII. Niederschläge und Abflußmengen 74

1. Verschiedene Verfahren	74
2. Schätzung der <i>N.W.</i> - und <i>H.W.</i> -Mengen	74
Tabelle XXXIV. Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse	76
3. Berechnung der mittleren Abflußmenge	75
4. Methoden für kleinere Gebiete	75
a) Formeln für Gebiete von über 1 qkm Größe	75
b) Formel für Tallängen bis zu 10 km	80
Tabelle XXXV. Koeffizienten für die letztere Formel	80

Anhang.

Tabelle XXXVI. Tabelle der Werte: $\log \sqrt{D}$; $\log D^2$; $\log D^5$; $\log \sqrt{D^5}$; $\log \frac{1}{D}$; Num. $\frac{1}{D}$; $\log \frac{1}{D^5}$; $\log \frac{\pi \cdot D^2}{4}$; Num. $\frac{\pi \cdot D^2}{4}$	82
Tabelle XXXVII. Tabelle der Druckhöhen $h = \frac{v^2}{2g}$	84
Tabelle XXXVIII. Tabelle zur Umrechnung der „Regenhöhe in mm“ auf „Regenmengen in sl pro ha“	85
Tabelle XXXIX. Tabelle zur Umrechnung von l pro Sek.; l pro Min.; cbm pro Stunde; cbm pro Tag	86

Literatur.

1. Aichel: Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfallwehren verschiedener Grundrißanordnung. München und Leipzig 1907.
2. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. Ann. des ponts et chaussées 1888, Nr. 52, S. 393; s. auch Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 513.
3. Bazin: Étude d'une nouvelle formale pour calculer le débit des canaux découverts. Ann. des ponts et ch. 1897, Bd. 4, S. 20 (ferner: 1898, Bd. 1, S. 304; s. auch Zentralblatt d. Bauverw. 1898, S. 317).
4. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. Ann. des ponts et chaussées 1898, Nr. 24, S. 151 (u. A. Versuche an ausgeführten Wehren).
5. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir exécutées à Dijon de 1886 à 1895. Paris 1898.
6. Brauer: Grundzüge der praktischen Hydrographie. Hannover 1907.
7. Breitenbach: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Gefälle. Zum Gebrauch bei der Aufstellung von Meliorations-, Wege-, Wasserleitungsprojekten u. s. w. Königsberg 1907.
8. Büsing: Die Städtereinigung. Stuttgart 1900.
9. Cramer: Die größten Abflußmengen in Flüssen, Bächen und städtischen Entwässerungskanälen. Zentralblatt der Bauverw. 1893, S. 265.
10. Christen, Th.: Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmäßigen Kanälen, Flüssen und Rohren. Leipzig 1903.
11. Flamant: Hydraulique. Paris 1900.
12. Forchheimer: Hydraulik (Encyklopädie d. Mathem. Wissenschaften, Bd. IV, 3. Teilband). Leipzig 1901—1908.
13. Frank: Die Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen. München und Leipzig 1886.
14. Frese: Versuche über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfällen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 1285 ff.
15. Frühling: Entwässerung der Städte. Leipzig 1903.
16. Gamann: Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik. Berlin 1909.
17. Gennrich: Die Flüsse Deutschlands. Zeitschr. für Gewässerkunde. VIII. Bd., Heft 3 und 4.
18. Gerhardt: Tafel zur Bestimmung der Drainrohrweiten. Berlin.
19. Grashof: Theoretische Maschinenlehre. 1. Bd. Hydraulik. Leipzig 1875.
20. Gremand: Graphische Tafeln zur Bestimmung der Dimensionen von Druckleitungen und Kanälen. Zürich 1905.
21. Hauber, W.: Hydraulik. Leipzig 1908. (Sammlung Göschen.)

22. Hansen: Die Bestimmung von Wassermengen mittels Überfälle ohne Seitenkontraktion. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1892, S. 1057 und 1087 (s. auch Zeitschr. 1890, S. 1285).
 23. Heyd: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim 1908.
 24. Iben: Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Hamburg 1880.
 25. Imhof: Eine einfache Art, allerhand Kanalquerschnitte rasch zu berechnen. Gesundh. Ing. 30, S. 197.
 26. Imhof: Taschenbuch für Kanalisationsingenieure. München u. Berlin 1907.
 27. Kinzer: Wassereichungen und Überfallmessungen. Zeitschr. d. Öster. Arch.- und Ing.-Ver. 1897, S. 544.
 28. Kutter: Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Berlin 1885.
 29. Lauterburg: Anleitung zur Berechnung der (mitteleuropäischen) Quellen- und Stromabflußmengen aus der Regenmenge, Größe und Beschaffenheit der Quellen- und Flußgebiete. Wiener Allg. Bauzeitung 1887.
 30. Lesbros: Expériences hydrauliques sur les lois de l'écoulement de l'eau. Paris 1851.
 31. Lueger: Über Entstehung und Verlauf von Hochfluten. Zeitschr. des Öster. Arch.- und Ing.-Vereins 1885.
 32. Lueger: Die Wasserversorgung der Städte. Bd. I, 1895. Bd. II, 1908.
 33. Meissner: Die Hydraulik und die hydraulischen Motoren. 2. Aufl. Jena. 1895—99.
 34. Mensing, W.: Kanaltafeln. Bautzen. Selbstverlag (4 S. Text, 9 Tafeln).
 35. Müller: Hydrometrie. Hannover 1903.
 36. Rühlmann: Hydromechanik. 2. Aufl. Hannover 1880.
 37. Schüngel: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit, Hannover 1900.
 38. Siedek: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Strömen. Wien 1901. (Sonder-Abdr. aus der Zeitschr. d. Öster. Arch.- und Ing.-Vereins.)
 39. Siedek: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. Wien 1903. (Sonder-Abdr. aus der Zeitschr. d. Öster. Arch.- und Ing.-Vereins.)
 40. Sonne: Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1907 S. 1615. (Tafel hiezu von Vogt.)
 41. Steinmetz: Methoden der Wassermessung. Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1908, H. 9—11 und 1909, H. 2—8.
 42. Städing: Kanalkurven zur Bestimmung der Abflußmengen und Geschwindigkeiten in Rohrleitungen und Kanälen. Barmen 1908. Selbstverlag.
 43. Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl., bearb. u. herausg. von Bubendey. Berlin 1907.
 44. Wex: Hydrodynamik. Leipzig 1888.
-

Vorbemerkung.

Es ist bei allen Formeln der praktischen Hydraulik festzuhalten, daß sie nicht abgeleitet sind aus Gesetzen, nach denen die Bewegung des Wassers in Wirklichkeit vor sich geht, sondern, daß sie lediglich versuchen, in beschränktem Geltungsbereich eine mehr oder weniger rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse zu geben.

I. Formeln von Kutter=Ganguillet und Bazin.

1. Gleichförmige Bewegung des Wassers.

Es sollen bedeuten:

W den Reibungswiderstand pro Flächeneinheit zwischen einer Gerinnwand und dem im Gerinne strömenden Wasser,

γ das spezifische Gewicht des Wassers,

a , b und c Koeffizienten, welche jede nötige Nebenbedingung enthalten können,

dann kann man als allgemeinste empirische Gleichung für die Geschwindigkeit des im Gerinne fließenden Wassers schreiben:

$$1 \quad W = \gamma (av + bv^2 + cv^3 + \dots)$$

Es ist üblich geworden, bei den vorkommenden mittleren Geschwindigkeiten zu setzen:

$$2 \quad W = \gamma \cdot b \cdot v^2$$

Es mögen ferner bedeuten:

F die Wasserquerschnittsfläche in qm ,

U den vom Wasser benetzten Querschnittsumfang in m ,

$P = F : U$ den sogenannten „Mittleren Profilradius“,

a das Wasserspiegelgefälle pro Längeneinheit,

v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Querschnittsfläche in m pro Sekunde,

Q die durchfließende Wassermenge in cbm pro Sekunde,
dann ergeben sich folgende weitere Beziehungen:

Es ist in der bewegten Flüssigkeit die Arbeit der Schwere pro Längeneinheit

$$F \cdot \gamma \cdot \alpha$$

die Reibungsarbeit an den Wänden:

$$W \cdot U$$

Im Beharrungszustand muß also sein:

$$3 \quad F \cdot \gamma \cdot \alpha - W \cdot U = 0$$

Mit 2 folgt hieraus

$$v^2 = \frac{F}{U} \cdot \frac{\gamma \cdot \alpha}{\gamma \cdot b}$$

Mit $\frac{1}{b} = k^2$ erhält man damit die bekannte Fundamentalgleichung:

$$4 \quad v = k \sqrt{\frac{F}{U} \cdot \alpha} = k \sqrt{P \cdot \alpha}$$

und

$$5 \quad Q = v \cdot F = k \sqrt{\frac{F^3}{U} \cdot \alpha} = k \cdot F \sqrt{P \cdot \alpha}.$$

Vorstehende Formeln gelten für alle Profile, in denen F und U bei zunehmender Wassertiefe stetig wachsen; wo dies nicht zutrifft, muß der Querschnitt zur Berechnung in einzelne, besonders zu betrachtende Teile zerlegt werden. Zur Bestimmung des Koeffizienten k in Gleichung 5 dienen vor allem die Formeln von Kutter und Ganguillet und von Bazin. Bei ihrer Anwendung zur Berechnung natürlicher Wasserläufe haben sie jedoch den Erwartungen wenig entsprochen (vgl. hierüber Tabelle III und S. 42). Trotzdem sind die Formeln von Kutter-Ganguillet hier aufgenommen, da sie bei künstlichen Gerinnen (Ent- und Bewässerungsgräben [s. 37], Werkkanälen) speziell in der kürzeren Form von Gleichung 7 und 8 und besonders bei der Berechnung von Leitungen, wo sich k experimentell einfach bestimmen läßt, noch immer sehr gute Dienste leisten können.

2. Formeln für den Koeffizienten k .

Der Koeffizient k wurde ursprünglich als konstant angesehen, Eytelwein z. B. setzte ihn gleich 50,93. Auch heute noch wird, allerdings mit Unrecht, bisweilen die Zahl 50 (bezw. 51) als konstanter Wert benützt. In Wahrheit ist k veränderlich und zwar so, daß es zunimmt, wenn die Rauigkeit der Profilmwände abnimmt und wenn P wächst. Nur bei ersten Annäherungsrechnungen kann man sich mit Vorteil eines konstant angenommenen Koeffizienten k bedienen (vgl. II, 1).

A. Kuttersche Formel.

Kutter und Ganguillet fanden auf Grund von Versuchen nachstehende Formeln für k :

6

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{\alpha}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{\alpha}\right) \frac{n}{\sqrt{P}}}$$

wobei für den sogenannten Rauigkeitskoeffizienten n folgende Werte gelten:

Tabelle I. Werte des Koeffizienten n .

1. Kanäle von sorgfältig gehobeltem Holz oder glatter Zementverkleidung	n 0,010	1: n 100,00
2. Kanäle aus Brettern	0,012	83,33
3. Kanäle aus behauenen Quadern, gut gefügten Backsteinen, Zementputz	0,013	76,92
4. Kanäle aus Bruchsteinmauerwerk, im Fels, rauhem Zementputz	0,017	58,82
5. Kanäle in Erde, Bäche, Flüsse	0,025	40,00
Wildbachschalen	0,028	35,71
6. Gewässer, hie und da mit Geschieben und Wasserpflanzen	0,030	33,33
7. Gewässer, mit grobem Schotter und Geschieben	0,035	28,57

Die Formel 6) für k kann für Gefälle $\alpha \geq 0,0005$ (1 : 2000) ersetzt werden durch die einfachere Formel:

7

$$k = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}$$

in welcher der Rauigkeitskoeffizient m nachstehende Werte erhalten kann.

Tabelle II. Werte des Koeffizienten m für $\alpha \geq 0,0005$.

Kategorie	Übliche Form des Gerinnes	Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauigkeitskoeffizient m
I	Halbkreis	Reiner, aufs feinste geglätteter Zement .	0,12
II	Rechteck	Reiner (sehr geglätteter) Zement und sehr sorgfältig gehobeltes Holz	0,15
III	"	Gut gefügte Bretter	0,20
IV	"	Gewöhnliche rauhe Bretter, sorgfältig hergestelltes Backstein- und reingearbeitetes Quader-Mauerwerk, Zementglattstrich	0,25
V	"	Ordinäres Backsteinmauerwerk und Bohlenwände	0,35
VI	"	Gewöhnliches Mörtelmauerwerk von gespitzten Steinen	0,45
VII	"	Bestochenes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt	0,55
VIII	"	Rauhauerwerk mit schlammiger Sohle . .	0,75
IX	"	Älteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei mit schlammiger Sohle	1,00

Kategorie	Übliche Form des Gerinnes	Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauhigkeitskoeffizient m
X a	trapezförmig	In felsigem Boden, Sohle unter 1,50 m breit, wenig Wasserpflanzen	1,25
X b	„	Sehr regelmäßig, sauber ausgeführter Erdkanal ohne Pflanzen	1,50
XI a	„	In Erde mit schlammiger oder steiniger Sohle mit wenig Wasserpflanzen, Sohle über 2,0 m breit, Bäche und Flüsse . .	1,75
XI b	„	Mangelhaft erhaltenes, mit Moos und Pflanzen bedecktes Trockenmauerwerk mit schlammiger Sohle, Sohle nicht über 1,50 m breit; oder Erdkanal mit ziemlich vielen Wasserpflanzen, Sohle nicht über 1,50 m breit, Bäche und Flüsse wie die Seine, die Weser, der Linthkanal	2,00
XII	„	Erdkanal mit vielen Wasserpflanzen, schlecht unterhalten, mit schlammiger Sohle, unter 1,50 m breit. Gewässer mit Geschieben wie der Rhein oberhalb des Bodensees.	2,50

Eine genaue Festsetzung des Koeffizienten n ist nicht möglich, man ist trotz zahlreicher Versuchsmessungen auf Schätzungen angewiesen. Dies zeigt die folgende Zusammenstellung, Tabelle III, welche aus der Schrift von Kutter sowie württembergischen und schweizerischen Messungen entnommen ist.

Wie sehr dabei der Wert k von der Wahl von n abhängig ist, zeigt die folgende Zusammenstellung:

P	α	$n = 0,03$	$n = 0,025$	$n = 0,02$	$n = 0,015$
1,0	für jedes α	33	40	50	67
2,0	} $\alpha = 0,0005$ {	38	45	55	72
3,0		41	48	58	76
4,0		42	49	59	77

Auch bei der Wahl des Koeffizienten m ist Vorsicht nötig. Unter 0,20 wird man kaum heruntergehen, wenn man nicht sicher ist, daß die glatten Flächen sich auch dauernd in diesem Zustand halten. Grebenau fand die Koeffizienten unter X—XII als für geschiebeführende Wasserläufe nicht zuverlässig.

Über ein von der Firma Briegleb, Hansen & Co. mitgeteiltes Verfahren zur Bestimmung von $Q = m \cdot v \cdot F$, wobei m für verschiedene Materialien der Kanäle und verschiedene P gegeben ist, siehe „Zeitschr. für die ges. Wasserwirtschaft“ 1909, S. 62.

Aus der folgenden Tabelle IV erhält man für gegebene m und P den Wert von k nach der Gleichung 7.

Tabelle III.

Tafel gemessener Werte von n .

Nr.	Gewässer	Breite	Tiefe	P	$\alpha^{0/00}$	v	k	n
1.	Rechtwinkliger Bretterkanal . .	2,00	0,17	0,14	5,874	1,85	63,5	0,0117
2.	„ „ „ „	2,00	0,15	0,13	8,380	2,10	63,8	0,0113
3.	„ „ Backsteinkanal .	1,91	0,19	0,147	5,025	1,55	57,3	0,0127
4.	„ „ Kanal aus behauenen Quadersteinen	2,59	0,93	0,541	0,840	1,69	68,8	0,0132
5.	„ „ Bruchsteinkanal, gutes Mauerwerk, Sohle rein .	2,00	0,80	0,453	0,331	0,65	52,9	0,0165
6.	wie 5., dagegen beschädigt, Sohle mit Schlamm und Steinen bedeckt	2,00	0,70	0,420	0,350	0,51	42,4	0,0198
7.	Erdkanal mit gut gemauerten Seitenwänden, trapezförmig, eine Seite senkrecht	2,15	0,60	0,416	0,450	0,42	30,9	0,0262
8.	Erdkanal, trapezförmig, viele Wasserpflanzen	1,20	—	0,492	0,644	0,44	24,8	0,0336
9.	Erdkanal, trapezförmig, wenig Wasserpflanzen, steiniger Boden	1,20	—	0,429	0,858	0,55	28,8	0,0284
10.	ebenso, sehr steiniger Boden . .	1,20	—	0,469	0,986	0,60	27,7	0,0301
11.	Regelm. Erdkanal; schlammig, ohne Wasserpflanzen	1,80	—	0,477	0,246	0,41	38,3	0,0220
12.	Hinterrhein bei Thusis	16,95	1,16	0,793	0,17	0,58	19,53	0,0476
13.	Nolla bei Thusis	2,0	0,20	0,149	11,22	0,59	17,17	0,0343
14.	Rhein bei Basel	—	—	2,100	0,928	1,94	44,0	0,0260
15.	„ „ Germersheim	—	—	3,693	0,307	1,59	47,2	0,0265
16.	Donau bei Regensburg	—	—	1,757	0,536	1,15	37,2	0,0300
17.	Neckar bei Untertürkheim $Q = 13,4$ cbm bei gemitt. NW. $Q = 34,7$ „ „ „ MN.							$n = 0,079$ $n = 0,011$
18.	Rems, Neckarremis 2 Messungen $Q = 9,6$ und $2,0$							entsprachen n $\left\{ \begin{array}{l} 0,0566 \\ 0,0180 \end{array} \right.$
19.	Enz, Bietigheim 3 Messungen $Q = 5,8; 21,3; 98,5$							
20.	Nagold n an verschiedenen Orten schwankend							zwischen den Werten $\left\{ \begin{array}{l} 0,0290 \\ 0,0350 \\ 0,0390 \\ 0,0490 \end{array} \right.$
21.	Donau, Eisenbahnbrücke Ulm, 3 Messungen $Q = 62,1; 88,5; 137,3$							entsprachen n $\left\{ \begin{array}{l} 0,0390 \\ 0,0270 \\ 0,0210 \end{array} \right.$
22.	Aach bei Zwiefaltendorf, 2 Messungen $Q = 1,19$ und $1,69$							die n $\left\{ \begin{array}{l} 0,0430 \\ 0,0630 \end{array} \right.$
23.	Stehenbach bei Rothenacker, 2 Messungen $Q = 0,38$ und $1,69$							Werte n $\left\{ \begin{array}{l} 0,0910 \\ 0,0590 \end{array} \right.$
24.	Stollen des Kubelwerks (mit glatten Wänden)							Wassertiefe unter $0,4$ m $n = 0,014$ „ über $0,4$ m $n = 0,012 \div 0,0125$

Tabelle IV.

Werte des Koeffizienten k für $\alpha > 0,0005$.

P	\sqrt{P}	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	a	X	b	a	XI	b	XII
		in Metern	$m=0,12$	0,15	0,20	0,25	0,35	0,45	0,55	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	
0,01	0,100	47,6	40,0	33,3	28,6	22,2	18,2	15,4	11,8	9,1	7,4	6,3	5,4	4,8	3,8		
0,02	0,141	53,9	48,5	41,4	36,1	28,8	23,9	20,4	15,9	12,2	10,1	8,6	7,5	6,6	5,4		
0,03	0,173	59,0	53,6	46,4	40,9	33,1	27,8	23,9	18,8	14,8	12,2	10,3	9,0	8,0	6,5		
0,04	0,200	62,5	57,1	50,0	44,4	36,4	30,8	26,7	21,1	16,6	13,8	11,8	10,3	9,1	7,4		
0,05	0,224	65,1	59,9	52,9	47,1	39,0	33,2	28,9	22,9	18,3	15,2	12,9	11,3	10,3	8,2		
0,06	0,245	67,1	62,0	55,1	49,5	41,2	35,3	30,8	24,6	19,7	16,4	14,0	12,6	10,9	8,9		
0,07	0,265	68,8	63,9	57,0	51,4	43,1	37,0	32,5	26,1	20,9	17,5	15,0	13,1	11,7	9,5		
0,08	0,283	70,2	65,3	58,6	53,1	44,7	38,5	34,0	27,4	22,0	18,4	15,0	13,9	12,4	10,2		
0,09	0,300	71,4	66,7	60,0	54,5	46,1	40,0	35,2	28,6	23,1	19,4	16,7	14,6	13,0	10,7		
0,10	0,318	72,5	67,8	61,2	55,9	47,5	41,2	36,5	29,7	24,0	20,2	17,4	15,3	13,6	11,2		
0,11	0,332	73,4	68,8	62,4	57,0	48,6	42,4	37,6	30,7	24,9	20,9	18,1	15,9	14,2	11,7		
0,12	0,346	74,0	69,8	63,4	58,1	49,7	43,5	38,6	31,6	25,7	21,7	18,8	16,5	14,8	12,2		
0,13	0,361	74,7	70,6	64,3	59,1	50,7	44,5	39,6	32,5	26,5	22,4	19,4	17,1	15,3	12,6		
0,14	0,374	75,5	71,4	65,2	60,0	51,7	45,4	40,5	33,3	27,2	23,0	20,0	17,6	15,8	13,0		
0,15	0,387	76,3	72,1	66,0	60,8	52,5	46,2	41,3	34,1	28,0	23,7	20,6	18,1	16,2	13,4		
0,16	0,400	76,9	72,7	66,7	61,5	53,3	47,0	42,0	34,8	28,6	24,2	21,1	18,6	16,7	13,8		
0,17	0,412	77,3	73,3	67,3	62,3	54,1	47,8	42,7	35,5	29,2	24,8	21,6	19,1	17,1	14,2		
0,18	0,424	77,8	73,9	67,9	63,0	54,8	48,5	43,4	36,1	29,8	25,3	22,0	19,5	17,5	14,5		
0,19	0,436	78,3	74,4	68,5	63,6	55,4	49,2	44,1	36,8	30,4	25,9	22,5	19,9	17,9	14,9		
0,20	0,447	78,9	74,9	69,1	64,2	56,1	49,9	44,8	37,4	30,9	26,4	22,9	20,4	18,2	15,2		
0,25	0,500	80,4	76,7	71,4	66,7	58,6	52,6	47,6	40,0	33,3	28,6	25,0	22,2	20,0	16,7		
0,30	0,548	82,0	78,5	73,3	68,6	61,0	54,9	49,9	42,2	35,4	30,5	26,8	23,9	21,5	17,9		
0,35	0,592	83,0	79,7	74,7	70,3	62,7	56,8	51,8	44,1	37,2	32,1	28,3	25,3	22,8	19,1		
0,40	0,632	84,0	80,8	76,0	71,6	64,4	58,4	53,5	45,8	39,9	33,6	29,7	26,6	24,0	20,2		

0,45	0,671	84,8	81,7	77,0	72,8	65,7	59,8	54,9	47,2	40,2	34,9	30,9	27,7	25,1	21,2
0,50	0,707	85,5	82,5	77,9	73,9	66,9	61,1	56,2	48,5	41,4	36,1	32,0	28,8	26,1	22,0
0,55	0,742	86,0	83,2	78,7	74,8	67,9	62,2	57,4	49,7	42,7	37,2	33,1	29,8	27,0	22,9
0,60	0,775	86,5	83,8	79,5	75,6	68,9	63,3	58,5	50,8	43,6	38,3	34,1	30,7	27,9	23,7
0,65	0,806	87,0	84,3	80,1	76,3	69,7	64,2	59,4	51,8	44,6	39,2	34,9	31,5	28,7	24,4
0,70	0,837	87,5	84,8	80,7	77,0	70,5	65,1	60,3	52,7	45,5	40,1	35,8	32,3	29,5	25,1
0,75	0,866	87,9	85,2	81,2	77,6	71,2	65,8	61,1	53,6	46,4	40,9	36,6	33,1	30,2	25,7
0,80	0,894	88,2	85,6	81,7	78,2	71,9	66,5	61,8	54,4	47,2	41,7	37,4	33,8	30,9	26,3
0,85	0,922	88,5	86,0	82,2	78,7	72,5	67,2	62,5	55,2	48,0	42,4	38,1	34,4	31,6	26,9
0,90	0,949	88,8	86,4	82,6	79,2	73,0	67,8	63,3	55,9	48,7	43,1	38,8	35,1	32,2	27,5
0,95	0,975	89,0	86,7	83,0	79,6	73,5	68,4	63,9	56,5	49,4	43,8	39,4	35,8	32,8	28,1
1,00	1,000	89,3	87,0	83,3	80,0	74,0	69,0	64,5	57,1	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6
1,10	1,049	89,7	87,5	84,0	80,7	75,0	70,0	66,4	58,3	51,2	45,6	41,2	37,5	34,4	29,6
1,20	1,095	90,2	88,0	84,6	81,5	75,8	70,9	66,6	59,4	52,3	46,7	42,2	38,4	35,4	30,5
1,30	1,140	90,4	88,3	85,0	81,9	76,4	71,6	67,4	60,4	53,2	47,7	43,2	39,4	36,3	31,3
1,40	1,183	90,8	88,8	85,6	82,6	77,5	72,8	68,6	61,2	54,2	48,6	44,1	40,3	37,2	32,1
1,50	1,225	91,0	89,0	86,0	83,0	77,8	73,1	69,0	62,1	55,0	49,4	44,9	41,2	38,0	32,9
1,60	1,265	91,3	89,4	86,3	83,5	78,3	73,8	69,7	62,8	55,9	50,3	45,9	42,0	38,7	33,6
1,70	1,304	91,6	89,7	86,7	83,9	78,8	74,3	70,0	63,5	56,6	51,1	46,5	42,7	39,5	34,3
1,80	1,342	91,8	89,9	87,0	84,3	79,3	74,9	70,9	64,1	57,3	51,8	47,2	43,4	40,1	34,9
1,90	1,378	92,0	90,2	87,4	84,7	79,8	74,4	71,5	64,8	58,0	52,5	47,9	44,1	40,8	35,5
2,00	1,414	92,2	90,4	87,6	85,0	80,2	75,9	72,1	65,4	58,6	53,1	48,5	44,4	41,7	36,1
2,50	1,581	—	—	—	—	—	—	—	—	62,7	56,2	51,3	48,4	44,1	39,1
3,00	1,732	—	—	—	—	—	—	—	—	65,0	58,1	53,6	50,9	46,4	41,5
3,50	1,871	—	—	—	—	—	—	—	—	66,7	60,4	55,5	52,7	48,3	43,3
4,00	2,000	—	—	—	—	—	—	—	—	68,3	62,1	57,1	54,5	50,0	45,0
4,50	2,121	—	—	—	—	—	—	—	—	69,5	63,4	58,6	55,9	51,5	46,4
5,00	2,236	—	—	—	—	—	—	—	—	70,6	64,8	59,9	57,3	52,8	49,8
5,50	2,345	—	—	—	—	—	—	—	—	71,6	65,8	61,0	58,4	54,0	49,0
6,00	2,449	—	—	—	—	—	—	—	—	72,5	66,8	62,0	59,5	55,0	50,1

Es ist manchmal von Wert, den Koeffizienten m zu kennen, der bei $\alpha = 0,0005$ einem gegebenen n entspricht. In der folgenden Tabelle ist deshalb für 4 Werte von n und eine Reihe von Profilradien das zugehörige m berechnet nach der aus Gleichung 1 und 2 erhaltenen Formel:

$$m = \frac{100 \cdot n(26n + \sqrt{P})}{26n + 1} - \sqrt{P}.$$

Tabelle V. Vergleich der Werte n und m für $\alpha = 0,0005$.

$P =$ \diagdown $n =$	0,020	0,025	0,030	0,035
0,50	0,91	1,35	1,81	2,26
1,00	1,00	1,50	2,00	2,50
1,50	1,07	1,62	2,15	2,69
2,00	1,13	1,71	2,28	2,84
2,50	1,18	1,80	2,39	2,98
3,00	1,23	1,88	2,50	3,11
3,50	1,27	1,96	2,59	3,22
4,00	1,32	2,05	2,68	3,33

Anmerkung. Ist ein offenes Profil stellenweise mit hohem Gras oder Buschwerk bewachsen, so scheidet diese Zone für die Berechnung des Querschnitts aus, wenn in ihr keine nennenswerte Wasserbewegung stattfindet; n bzw. m kann also verhältnismäßig kleiner angenommen werden (vgl. S. 43).

B. Bazinsche Formel.

In den „Annales des ponts et chaussées“ 1897 veröffentlichte Bazin eine Studie [3] über eine neue Form des Rauigkeitskoeffizienten k , welche er auf Grund von über 600 Beobachtungen verschiedener Autoren an Profilen jeder Art und Größe erhalten hatte. Die Formel lautet:

$$k = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{P}}}$$

Die Werte von c und k sind den folgenden Tabellen zu entnehmen.

Tabelle VI. Werte des Koeffizienten c nach Bazin.

Wandungen des Gerinnes	c	entsprechendes n (Kutter)
Sehr ebene Wände: Zementglattstrich, gehobeltes Holz	0,06	0,010
Ebene Wände: Bearbeitetes Mauerwerk, Bohlen, Quader, gut gefugte Backsteine	0,16	0,012
Weniger ebene Wände: Gewöhnliches Mauerwerk	0,46	0,013
Erdwände und Pflasterungen: Kanäle in Erde mit gepflasterten Böschungen	0,85	0,017
Ziemlich regelmäßige Flüsse	1,30	0,025
Flüsse mit steinigigen oder losen Wandungen	bis 1,75	bis 0,035

Die Formel läßt nach Siedek bei großen Breiten und Tiefen in ihrer Verwendbarkeit nach, soll aber im übrigen mit der Wirklichkeit besser übereinstimmen als die Kuttersche Formel.

Tabelle VII. Werte k für die Bazinsche Formel.

P	$c = 0,06$	$c = 0,16$	$c = 0,46$	$c = 0,85$	$c = 1,30$	$c = 1,75$
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,3	10,7
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9

P	$c = 0,06$	$c = 0,16$	$c = 0,46$	$c = 0,85$	$c = 1,30$	$c = 1,75$
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0
0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
1,40	82,8	76,6	62,6	50,6	41,4	35,1
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7
1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
2,00	83,4	78,2	65,6	54,2	45,3	38,9
2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7

3. Berechnung verschiedener Profile.

a) Trapezoidales Profil.

Man kann bei der Berechnung entweder von der Wasserspiegelbreite oder von der Sohlenbreite ausgehen.

1. Gegeben sei die Wasserspiegelbreite $2b$ und die Wassertiefe $h = n \cdot b$, dann ist nach der Figur:

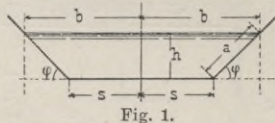


Fig. 1.

9 $s = b - h \operatorname{ctg} \varphi = b (1 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)$

10 $a = \frac{h}{\sin \varphi} = b \cdot \frac{n}{\sin \varphi}$ also

$$F = 2b \cdot h - h(b - s) = 2b \cdot h - h^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi$$

$$= 2nb^2 - n^2 b^2 \operatorname{ctg} \varphi = b^2 (2n - n^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi)$$

11 $F = \frac{c \cdot b^2}{2n - n^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$ wobei

12 $c = 2n - n^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi$

$$U = 2s + 2a = 2b (1 - n \operatorname{ctg} \varphi) + 2 \cdot b \cdot \frac{n}{\sin \varphi}$$

13 $= b (2 - 2n \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \frac{2n}{\sin \varphi})$

$$P = \frac{F}{U} = \frac{c \cdot b^2}{b (2 - 2n \operatorname{ctg} \varphi + \frac{2n}{\sin \varphi})}$$

14 $P = \frac{c_1 \cdot b}{2n(1 - \cos \varphi) + 2 \sin \varphi}$ wobei

15 $c_1 = \frac{c \cdot \sin \varphi}{2n(1 - \cos \varphi) + 2 \sin \varphi}$

Ist z.B. gegeben α und das Querprofil (b, n und φ), so ergibt sich:

$$v = k \sqrt{P \cdot \alpha} = \frac{100 \sqrt{c_1 \cdot b}}{m + \sqrt{c_1 \cdot b}} \cdot \sqrt{c_1 \cdot b \cdot \alpha} = \frac{100 c_1 \cdot b \cdot \sqrt{\alpha}}{m + \sqrt{c_1 \cdot b}}$$

und

$$Q = F \cdot v = \frac{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot b^3 \cdot \sqrt{\alpha}}{m + \sqrt{c_1 \cdot b}}$$

Ist gegeben das Querprofil (b, n, φ) und v oder Q , so ergibt sich α aus

$$\alpha = \frac{v^2}{k^2 \cdot P} = \frac{v^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot b})^2}{10\,000 c_1^2 \cdot b^2}$$

bezw.

$$\alpha = \frac{Q^2}{k^2 \cdot F^2 \cdot P} = \frac{Q^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot b})^2}{10\,000 c^2 \cdot c_1^2 \cdot b^6}$$

Ist gegeben n, φ und α , sowie v oder Q , so erhält man:

$$b = \frac{v (m + \sqrt{c_1 \cdot b})}{100 \cdot c_1 \sqrt{\alpha}}$$

oder

$$b = \sqrt[3]{\frac{Q (m + \sqrt{c_1 \cdot b})}{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot \sqrt{\alpha}}}$$

Die Lösungen findet man durch Probieren, wobei graphisches Auftragen der erhaltenen Versuchswerte rascher zum Ziel führt.

Die Berechnungen werden erleichtert durch die folgende Tabelle VIII.

Tabelle VIII. Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen, wenn gegeben 2 b.

Böschung	φ	$\sin \varphi = \frac{n}{\sqrt{b^2 + n^2}}$ (Gl. 23)	$\frac{n}{\sin \varphi}$	$\cos \varphi$	$\operatorname{ctg} \varphi$	c	c_1	c	c_1
1 : 0	90°	1,000	1,000 · n	0,000	0,000	2 n	$\frac{c}{2n + 2}$	2,000	0,5000
1 : 1/2	63° 26'	0,894	1,119 n	0,447	0,500	$2n - 0,500n^2$	$\frac{0,894 \cdot c}{1,106n + 1,788}$	1,387	0,4466
1 : 1	45°	0,707	1,414 · n	0,707	1,000	$2n - n^2$	$\frac{0,707 \cdot c}{0,586n + 1,414}$	0,916	0,3561
1 : 1 1/4	38° 40'	0,625	1,600 n	0,781	1,250	$2n - 1,25n^2$	$\frac{0,625 \cdot c}{0,438n + 1,250}$	0,761	0,3122
1 : 1 1/2	33° 41'	0,555	1,803 n	0,832	1,500	$2n - 1,5n^2$	$\frac{0,555 \cdot c}{0,336n + 1,116}$	0,648	0,2772
1 : 1 3/4	29° 45'	0,496	2,016 · n	0,868	1,750	$2n - 1,75n^2$	$\frac{0,496 \cdot c}{0,264n + 0,992}$	0,562	0,2478
1 : 2	26° 34'	0,447	2,237 · n	0,894	2,000	$2n - 2n^2$	$\frac{0,447 \cdot c}{0,212n + 0,894}$	0,494	0,2233
1 : 2 1/2	21° 48'	0,371	2,695 · n	0,928	2,500	$2n - 2,5n^2$	$\frac{0,371 \cdot c}{0,144n + 0,742}$	0,397	0,1852
1 : 3	18° 26'	0,316	3,165 · n	0,949	3,000	$2n - 3n^2$	$\frac{0,316 \cdot c}{0,102n + 0,632}$	0,332	0,1579
1 : 4	14° 2'	0,242	4,132 · n	0,970	4,000	$2n - 4n^2$	$\frac{0,242 \cdot c}{0,060n + 0,484}$	0,252	0,1223
1 : 5	11° 19'	0,196	5,097 · n	0,981	5,000	$2n - 5n^2$	$\frac{0,196 \cdot c}{0,038n + 0,392}$	0,200	0,0981

2. Gegeben sei die Grabensohlenbreite $2s$ und die Wassertiefe $h = l \cdot s$, dann hat man:

$$16 \quad b = s + h \cdot \operatorname{ctg} \varphi = s(1 + l \cdot \operatorname{ctg} \varphi)$$

$$17 \quad a = \frac{h}{\sin \varphi} = s \cdot \frac{l}{\sin \varphi} \quad \text{also}$$

$$F = 2sh + h^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi = 2l \cdot s^2 + l^2 \cdot s^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi = s^2(2l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi)$$

$$18 \quad F = c \cdot s^2 \quad \text{wobei}$$

$$19 \quad c = 2l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi$$

$$20 \quad U = 2s + 2a = 2s \left(1 + \frac{l}{\sin \varphi}\right)$$

$$P = \frac{F}{U} = \frac{cs}{2 \left(1 + \frac{l}{\sin \varphi}\right)}$$

$$21 \quad P = c_1 \cdot s \quad \text{wobei}$$

$$22 \quad c_1 = \frac{c \cdot \sin \varphi}{2(\sin \varphi + l)}$$

Ist z. B. gegeben s oder h , sowie α , l und φ , so erhält man:

$$v = k \sqrt{P \cdot \alpha} = \frac{100 \sqrt{c_1 \cdot s}}{m + \sqrt{c_1 \cdot s}} \cdot \sqrt{c_1 \cdot s \cdot \alpha} = \frac{100 \cdot c_1 \cdot s \sqrt{\alpha}}{m + \sqrt{c_1 \cdot s}}$$

$$Q = F \cdot v = \frac{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot s^3 \sqrt{\alpha}}{m + \sqrt{c_1 \cdot s}}$$

Ist gegeben s oder h , sowie φ und l und Q oder v , so erhält man:

$$\alpha = \frac{v^2}{k^2 \cdot P} = \frac{v^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot s})^2}{10000 c_1^2 \cdot s^2}$$

$$\alpha = \frac{Q^2}{k^2 \cdot F^2 \cdot P} = \frac{Q^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot s})^2}{10000 \cdot c^2 \cdot c_1^2 \cdot s^6}$$

Ist gegeben α , l und φ , sowie v oder Q , so erhält man:

$$s = \frac{v(m + \sqrt{c_1 \cdot s})}{100 \cdot c_1 \cdot \sqrt{\alpha}}$$

oder

$$s = \sqrt[3]{\frac{Q(m + \sqrt{c_1 \cdot s})}{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot \sqrt{\alpha}}}$$

Die Berechnungen werden erleichtert durch die folgende Tabelle IX. Die etwa nötigen Werte $\sin \varphi$ und $\operatorname{ctg} \varphi$ findet man in Tabelle VIII.

Bei der vorstehenden Ableitung haben die Größen c und c_1 natürlich andere Werte als bei der vorhergehenden Untersuchung.

Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen,
Tabelle IX. wenn gegeben 2 s.

Böschung	φ	$\text{ctg } \frac{\varphi}{2} = l$ (Gleich. 24)	c	c_1	c	c_1
					für max Q und max v mit Gleich. 24	
1:0	90°	1,000	$2l$	$\frac{1,00 \cdot c}{2 + 2l}$	2,000	0,500
1:1½	63° 26'	1,618	$2l + 0,50 l^2$	$\frac{0,894 \cdot c}{1,788 + 2l}$	4,545	0,809
1:1	45°	2,414	$2l + 1,0 l^2$	$\frac{0,707 \cdot c}{1,414 + 2l}$	10,655	1,207
1:1¼	38° 40'	2,850	$2l + 1,25 l^2$	$\frac{0,625 \cdot c}{1,250 + 2l}$	15,853	1,426
1:1½	33° 41'	3,303	$2l + 1,5 l^2$	$\frac{0,555 \cdot c}{1,110 + 2l}$	22,973	1,635
1:1¾	29° 46'	3,763	$2l + 1,75 l^2$	$\frac{0,497 \cdot c}{0,992 + 2l}$	32,306	1,881
1:2	26° 34'	4,236	$2l + 2 l^2$	$\frac{0,447 \cdot c}{0,894 + 2l}$	44,360	2,117
1:2½	21° 48'	5,193	$2l + 2,5 l^2$	$\frac{0,371 \cdot c}{0,742 + 2l}$	77,804	2,594
1:3	18° 26'	6,163	$2l + 3 l^2$	$\frac{0,316 \cdot c}{0,632 + 2l}$	126,218	3,078
1:4	14° 2'	8,125	$2l + 4 l^2$	$\frac{0,243 \cdot c}{0,485 + 2l}$	280,313	4,053
1:5	11° 19'	10,093	$2l + 5 l^2$	$\frac{0,196 \cdot c}{0,392 + 2l}$	529,529	5,043

3. Maximum von v und Q bei gegebenem α .

Bei gegebener Größe und Form von F tritt ein Kleinstwert von U und damit das Maximum von v und Q ein, wenn ein Kreisbogen mit dem Halbmesser h aus der Mitte des Wasserspiegels geschlagen, die Böschungen und die Sohle des Profils berührt.

Damit ist zugleich die Konstruktion solcher Profile gegeben.

a) Man erhält

$$h = b \cdot \sin \varphi$$

und damit im Fall 1:

23
$$\frac{h}{b} = n = \sin \varphi$$

im Fall 2:

24
$$\frac{h}{s} = l = \text{ctg } \frac{\varphi}{2}$$

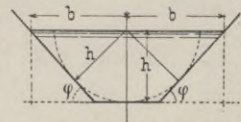


Fig. 2.

Damit ergibt sich das Verhältnis $h : 2b$, und $h : 2s$, für v_{\max} bzw. Q_{\max} aus folgender Tabelle:

Tabelle X. Verhältniszahlen für günstigste Profilformen.

Böschung	1:0	1:0,5	1:1	1:1 ¹ / ₄	1:1 ¹ / ₂	1:1 ³ / ₄	1:2	1:2 ¹ / ₂	1:3	1:4	1:5
Böschungswinkel	90°	63° 20'	45°	38° 40'	33° 41'	29° 46'	26° 34'	21° 48'	18° 26'	14° 2'	11° 19'
$h : 2b$	0,5	0,447	0,354	0,313	0,278	0,249	0,223	0,186	0,158	0,122	0,098
$h : 2s$	0,5	0,809	1,207	1,425	1,652	1,882	2,118	2,597	3,082	4,063	5,047

b) Geht man von den Größen F und φ aus, so erhält man für das Minimum von U :

$$25 \quad h = \sqrt{F \cdot \frac{\sin \varphi}{2 - \cos \varphi}}$$

und als mittlere Profilbreite

$$b_m = F : h$$

4. Rechteckiges Profil.

Man erhält mit $s = b$ $a = h$ $\text{ctg } \varphi = 0$ $\sin \varphi = 1$

$$F = 2bh = 2nb^2$$

$$U = 2(h + b) = 2(1 + n)b$$

$$P = \frac{n}{(1+n)} \cdot b = \frac{b \cdot h}{b+h}$$

Fürs Maximum von Q und v ist nach Gleichung 24

$$\frac{h}{b} = n = 1$$

also

$$F = 2b^2$$

$$U = 4b$$

$$P = 0,5 \cdot b$$

Geht man von der Größe F und $\varphi = 90^\circ$ aus, so erhält man für das Minimum von U

$$h = \sqrt{\frac{F}{2}}$$

und die Gesamtbreite des Profils zu:

$$B = F : h.$$

b) Abgerundete nach oben geschlossene Profile.

Kreisprofil und normales Eiprofil.

Bezeichnet beim kreisförmigen Profile w den Zentriwinkel, welcher der Füllungssehne entspricht, R den Radius des Kreises, so ist:

$$x = R \cdot \sin\left(\frac{w - 180^\circ}{2}\right) = -R \cdot \sin\left(90^\circ - \frac{w}{2}\right) = -R \cdot \cos \frac{w}{2};$$

und ferner:

(s. Fig. 3)

$$26 \quad F = \frac{R^2}{2} (w - \sin w); \quad U = R w; \quad P = \frac{R(w - \sin w)}{2w}.$$

Das Maximum der Geschwindigkeit der Wasserströmung tritt ein für $w = 257^{1/2} 0$; das Maximum der Wassermenge läuft durch das Profil, wenn $w (3 \cdot \cos w - 2) = \sin w$, d. h. wenn $w = 308 0$.

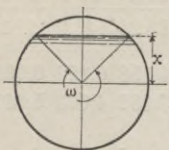


Fig. 3.

Beim normalen Eiprofil ist die lichte Breite in Kämpferhöhe gleich $\frac{2}{3}$ der lichten Profilhöhe selbst (s. Fig. 4). Für eine beliebige Füllung des Profils in der Distanz x unterhalb der Kämpferlinie

hat man bis $x = 1,5 \cdot R$ den entsprechenden Wasserquerschnitt F_x :

$$27 \left\{ \begin{aligned} F_x &= R^2 \left[3,023 - 9 \cdot \arcsin \left(\sin = \frac{x}{3R} \right) \right] + R x \left[4 - 3 \sqrt{1 - \left(\frac{x}{3R} \right)^2} \right] \\ U_x &= R \left[4,788 - 6 \cdot \arcsin \left(\sin = \frac{x}{3R} \right) \right] . \end{aligned} \right.$$

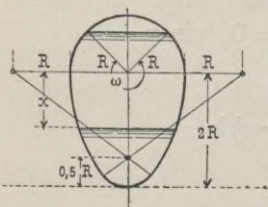


Fig. 4.

Das Maximum der Geschwindigkeit im Profile tritt ein, wenn der Wasserstand oberhalb der Kämpferlinie einem Zentriwinkel $w = 248^{1/2} 0$ entspricht; dem Maximum der Wassermenge entspricht $w = 297^{1/2} 0$.

Die folgende Tabelle gibt eine Zusammenstellung der wichtigsten Daten für Kreisprofil und normales Eiprofil.

Tabelle XI.

Profil	$w =$	Wasserquerschnitt $F =$	Benetzter Umfang $U =$	Profilradius $P = \frac{F}{U}$	Geschwindigkeit $v =$	Wassermenge $Q =$	Bemerkungen.
Kreisprofil	$180 0$	$1,571 \cdot R^2$	$3,142 \cdot R$	$0,500 \cdot R$	$0,707 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$1,111 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Halbkreisprofil.
	$257^{1/2} 0$	$2,735 \cdot R^2$	$4,493 \cdot R$	$0,609 \cdot R$	$0,780 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$2,133 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Profil größter Geschwindigkeit.
	$308 0$	$3,082 \cdot R^2$	$5,379 \cdot R$	$0,573 \cdot R$	$0,757 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$2,333 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Profil größter Wassermenge.
	$360 0$	$3,142 \cdot R^2$	$6,283 \cdot R$	$0,500 \cdot R$	$0,707 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$2,221 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Gefülltes Kreisprofil.
Norm. Eiprofil	$180 0$	$3,023 \cdot R^2$	$4,788 \cdot R$	$0,631 \cdot R$	$0,795 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$2,400 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Kämpferfüllung.
	$248^{1/2} 0$	$4,086 \cdot R^2$	$5,984 \cdot R$	$0,683 \cdot R$	$0,826 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$3,377 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Profil größter Geschwindigkeit.
	$297^{1/2} 0$	$4,493 \cdot R^2$	$6,841 \cdot R$	$0,657 \cdot R$	$0,810 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$3,641 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Profil größter Wassermenge.
	$360 0$	$4,594 \cdot R^2$	$7,930 \cdot R$	$0,579 \cdot R$	$0,761 \cdot k \sqrt{R \alpha}$	$3,496 \cdot k \sqrt{R^5 \alpha}$	Gefülltes Eiprofil.

Es verhält sich somit beim Eiprofil die Wassermenge bei ganzer Füllung zu derjenigen bei Kämpferfüllung wie $1,45 : 1,00$; Kämpferfüllung fördert also rund 70% der Wassermenge bei ganzer Füllung. Das Verhältnis der Geschwindigkeiten ist $1,00 : 1,04$.

Die Wassermenge bei ganzer Füllung verhält sich zur größtmöglichen Wassermenge

beim Kreis wie 1,00 : 1,05

beim Eiprofil wie 1,00 : 1,04

die entsprechenden Geschwindigkeiten verhalten sich

beim Kreis wie 1 : 1,067

beim Eiprofil wie 1 : 1,064.

Über den Vergleich von Kreis- und Eiprofil s. II, 2.

c) Abgerundete nach oben offene Profile.

Am häufigsten werden Profile verwendet, wie sie in nebenstehender Figur 5 dargestellt sind, an der Sohle ein Kreis, der tangential an die unter dem Winkel φ geneigten Böschungswände anschließt. Ist R der Radius des Sohlenkreises, φ der Böschungswinkel und b die halbe Wasserbreite, so wird:

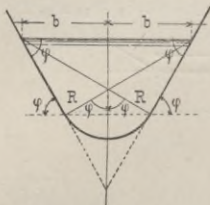


Fig. 5.

$$F = b^2 \cdot \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi),$$

$$U = \frac{2b}{\cos \varphi} - 2R (\operatorname{tg} \varphi - \varphi),$$

$$P = \frac{F}{U} = \frac{b^2 \cdot \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi)}{\frac{2b}{\cos \varphi} - 2R (\operatorname{tg} \varphi - \varphi)} = \frac{R F \cdot \cos \varphi}{2(F \cdot \cos \varphi + 2bR - b^2 \cdot \sin \varphi)}.$$

Soll das Verhältnis von R zu b so gestaltet werden, daß bei bestimmter Profilfläche die Anordnung dem Maximum der Geschwindigkeit bzw. der Wassermenge entspricht, so muß $R = b \cdot \sin \varphi$ sein, d. h. der Mittelpunkt des die Böschungen tangierenden Sohlenkreises muß in der Wasserspiegelmittle liegen (s. Fig. 6).

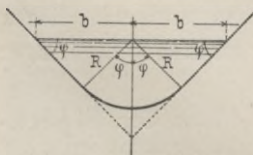


Fig. 6.

Hiermit erhält man:

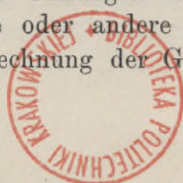
$$F = b^2 (\sin \varphi \cdot \cos \varphi + \varphi \cdot \sin^2 \varphi),$$

$$U = 2b (\cos \varphi + \varphi \cdot \sin \varphi),$$

$$\frac{F}{U} = P = b \cdot \frac{\sin \varphi}{2} = \frac{R}{2}.$$

d) Unregelmäßige Profile.

Bei Profilen, welche der mathematischen Flächenbestimmung und Umfangbestimmung nicht zugänglich sind, wendet man Planimeter und Zirkel zur Feststellung von F und U an. Diese Methode empfiehlt sich auch sehr zur Kontrolle der Berechnungen regelmäßiger Profilflächen bzw. benetzter Umfänge. Sind in einem unregelmäßigen Profil gegen das eine oder andere Ufer Untiefen vorhanden, so muß daselbst die Berechnung der Geschwindigkeit



und Wassermenge besonders vorgenommen, d. h. das Profil in die Teile F_1 und F_2 (s. Fig. 7) getrennt werden, s. hierzu die Bemerkung hinter e.

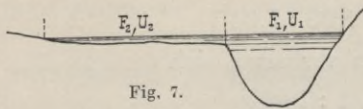


Fig. 7.

e) Zusammengesetzte Profile.

Bei Flußprofilen mit Vorland findet mit der Erhöhung des Wasserstandes eine stetige Zunahme des Wasserquerschnittes und benetzten Umfanges nicht mehr statt. Um die Geschwindigkeit und Wassermenge für ein solches Profil, wie es die Figur 8 zeigt, zu berechnen (in der Regel ist das Profil symmetrisch zur Vertikalachse des Flußschlauches), zerlegt man dasselbe in 3 Teile, F_1, F_2, F_3 .

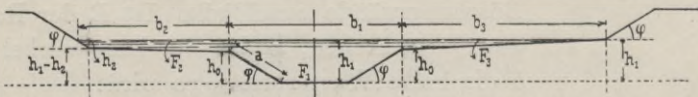


Fig. 8.

Es ist sodann:

$$I. F_1 = b_1 h_1 - h_0^2 \cdot \cotg \varphi ;$$

$$U_1 = 2a + b_1 - 2a \cdot \cos \varphi = 2 \cdot h_0 \cdot \sqrt{1 + \cotg^2 \varphi} + b_1 - 2h_0 \cdot \cotg \varphi ,$$

$$II. F_2 = \frac{1}{2} (h_1 - h_0 + h_2) (b_2 - h_2 \cdot \cotg \varphi) + \frac{1}{2} h_2^2 \cdot \cotg \varphi ,$$

$$U_2 = \sqrt{(b_2 - h_2 \cdot \cotg \varphi)^2 + (h_1 - h_0 - h_2)^2} + h_2 \sqrt{1 + \cotg^2 \varphi} ,$$

$$III. F_3 = \frac{1}{2} b_3 (h_1 - h_0) ; \quad U_3 = \sqrt{b_3^2 + (h_1 - h_0)^2} .$$

In der Regel sind bei flachem Vorlande die Differenzen $U_2 - b_2$, $U_3 - b_3$ sehr klein, so daß meist ohne erheblichen Fehler $U_2 = b_2$, $U_3 = b_3$ gesetzt werden kann.

Die Geschwindigkeit v bzw. die Wassermenge Q würde bei solchen Profilen wesentlich zu klein gefunden, wenn man dabei $F = F_1 + F_2 + F_3$, $U = U_1 + U_2 + U_3$ setzen und mit diesen Werten rechnen würde, und zwar um so mehr zu klein, je geringer die Differenz $h_1 - h_0$ sich gestaltet.

Zu d und e vergl. besonders das S. 42 u. 43 zu den Siedekischen Formeln Gesagte. Bei diesen fällt die Teilung der Profile weg.

II. Berechnung der Lichtweiten von Rohren und normalen Eiprofilen mittels der Kutter'schen Koeffizienten.

1. Gleichungen. Werte von k .

Aus Gleichung 5) erhält man für vollaufende Kreisprofile mit

$$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \qquad U = \pi \cdot D$$

28 $\alpha = \frac{64}{k^2 \cdot \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \cdot \frac{Q^2}{D^5}$ wobei $\lambda = \frac{6,485}{k^2}$.

Setzt man nach Eytelwein $k = 50,93$, so erhält man $\lambda = \left(\frac{1}{20}\right)^2$ und

29 $\alpha = \left(\frac{1}{20}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{D^5}$.

Das ist die bekannte Dupuitsche Gleichung. Diese und die Eytelweinsche Gleichung stimmen also miteinander überein. Beide werden heute noch zu überschläglichen Rechnungen verwendet. Besser wäre es allerdings auch in diesem Fall, mehrere Koeffizienten zu verwenden, z. B. wenn man zu tun hat mit den Durchmessern:

$D = 100$ bis $D = 300$	$k = 45$
$D = 200$ bis $D = 400$	$k = 52$
$D > 400$	$k = 60$

Die Kuttersche Formel behält ihre Gültigkeit, ob das Wasser in einer Leitung unter Druck steht, oder ob es mit freiem Spiegel durch die Leitung fließt, wir verwenden sie daher im folgenden für Leitungen unter beliebigen Druckverhältnissen.

Für Leitungen reinen (Trink- und Gebrauchs-)Wassers wird in der Regel der Kuttersche Koeffizient $m = 0,25$ verwendet, damit erhält man:

$$k = \frac{100 \sqrt{D}}{0,5 + \sqrt{D}}$$

Die Verwendung dieses Koeffizienten ergibt von $D = 200$ mm an aufwärts eine gute Übereinstimmung mit Versuchen an bereits gebrauchten, also innen nicht mehr ganz glatten Rohren. Für Lichtweiten unter 200 mm gibt der Koeffizient etwas größere Reibungsverluste als die Versuche.

Dies muß jedoch als ein Vorzug dieser Kutterschen Formel bezeichnet werden, da die, wenn auch erst nach Jahren eintretende, Inkrustation der Rohre bei kleinen Lichtweiten einen viel größeren Einfluß auf die Ergiebigkeit hat als bei größeren Durchmessern. Die Tabellen passen sich also diesem Umstand glücklich an. (Vgl. [32] S. 100 f).

Neue Rohrleitungen liefern somit wesentlich mehr Wasser, als nach der Rechnung der Fall sein sollte.

Von mancher Seite wird, besonders für Kanalisationsleitungen, lieber der Koeffizient $m = 0,35$ (statt 0,25) verwendet. Deshalb sind die Tabellen XVIII, XIX und XXI für diesen Wert berechnet worden.

Außerdem ist zur Orientierung in Tabelle XII und XIII der Wert von k unter Zugrundelegung von $m = 0,25, 0,30$ und $0,35$ für die verschiedenen Kreis- und Eiprofile gerechnet und es ist angegeben, um wieviel Prozent die zu den verschiedenen m gehörigen Werte von k sich voneinander unterscheiden.

Überblickt man die Durchmesser $D = 100$ bis $D = 500$ der Kreisprofile, so sind die k -Werte:

unter	{	$m = 0,25$ und $m = 0,30$	}	bei ersterem	{	10 %
Annahme		$m = 0,30$ und $m = 0,35$		größer		9 %
von		$m = 0,25$ und $m = 0,35$		um rund		19 %

Stellt man dieselbe Untersuchung bei den normalen Eiprofilen an, so sind zwischen den Profilen 90/60 und 150/100 die k -Werte:

unter	{	$m = 0,25$ und $m = 0,30$	}	bei ersterem	{	7 %
Annahme		$m = 0,30$ und $m = 0,35$		größer		6,5 %
von		$m = 0,25$ und $m = 0,35$		um rund		14 %

Bei Rechnungen mit den Gleichungen 28) kann es erwünscht sein, den Wert λ zu kennen, ihm gilt die Tabelle XIV, welche für Kreisprofile und $m = 0,25, 0,30$ und $0,35$ berechnet ist.

Aus der letzten Gleichung der Tabelle XI für vollaufendes Eiprofil

$$Q = 3,496 \cdot k \sqrt{R^5 \cdot \alpha}$$

erhält man analog wie Gleichung 28) mit $R = \frac{H}{3}$ und nach Zusammenziehung der Zahlenwerte:

$$30 \quad \alpha = \frac{19,882}{k^2} \cdot \frac{Q^2}{H^5} = \mu \cdot \frac{Q^2}{H^5}.$$

Die Tabelle XV gibt für $m = 0,25, 0,30, 0,35$ die Werte von

$$13 \quad \mu = \frac{19,882}{k^2}$$

analog der Tabelle für die λ -Werte.

Koeffizient k für vollauflende Kreisprofile.

$m = 0,25, 0,30 \text{ und } 0,35$

$D =$	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
$m = 0,25$	28,57	30,90	32,88	34,60	36,13	37,50	38,74	41,42	43,65	45,56	47,22	48,68	50,00	51,20	52,27	53,24	54,20
$m = 0,30$	25,00	27,15	28,99	30,60	32,04	33,33	34,52	37,08	39,23	41,09	42,71	44,16	45,46	46,65	47,72	48,69	49,66
$m = 0,35$	22,22	24,21	25,92	27,43	28,78	30,00	31,12	33,56	35,62	37,41	38,98	40,40	41,67	42,84	43,90	44,86	45,80
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,30 \end{array} \right.$	14,4	14,0	13,5	13,1	12,8	12,6	12,2	11,6	11,4	11,2	10,6	10,2	9,9	9,6	9,5	9,3	9,1
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \\ 0,35 \end{array} \right.$	12,6	12,1	11,9	11,7	11,1	11,0	10,9	10,4	10,2	9,7	9,5	9,4	9,2	9,0	8,7	8,5	8,3
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,35 \end{array} \right.$	28,7	27,6	27,0	26,2	25,5	25,0	24,5	23,4	22,5	21,8	21,1	20,5	19,9	19,5	19,1	18,6	18,3
$D =$	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200	
$m = 0,25$	55,05	55,85	56,59	57,30	57,96	58,58	59,73	60,77	61,72	62,60	63,40	64,14	65,49	66,67	67,72	68,66	
$m = 0,30$	50,51	51,32	52,07	52,79	53,46	54,10	55,28	56,35	57,33	58,24	59,07	59,85	61,26	62,50	63,61	64,61	
$m = 0,35$	46,66	47,47	48,22	48,94	49,61	50,25	51,44	52,53	53,53	54,45	55,30	56,10	57,54	58,82	59,97	61,01	
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,30 \end{array} \right.$	9,1	9,0	8,7	8,5	8,4	8,3	7,9	7,8	7,7	7,6	7,3	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4	
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \\ 0,35 \end{array} \right.$	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,3	7,1	6,8	6,4	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6	
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,35 \end{array} \right.$	17,9	17,7	17,4	17,1	16,8	16,5	16,2	15,8	15,4	14,9	14,6	14,3	13,8	13,4	12,9	12,6	

Koeffizient k für vollauflende Eiprofile.

$m = 0,25, 0,30 \text{ und } 0,35$

Profil	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
$m = 0,25$	57,65	60,35	62,54	64,20	65,66	67,13	68,30	70,31	71,83	73,10	74,27	75,26
$m = 0,30$	53,15	55,74	58,18	59,93	61,46	62,99	64,22	66,51	67,99	69,35	70,64	71,71
$m = 0,35$	49,30	52,09	54,38	56,18	57,77	59,34	60,61	62,82	64,54	65,99	67,34	68,49
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,30 \end{array} \right.$	8,4	7,8	7,4	7,2	6,8	6,5	6,4	5,9	5,6	5,3	5,2	5,0
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,30 \\ 0,35 \end{array} \right.$	7,7	7,4	7,0	6,6	6,4	6,2	6,0	5,6	5,4	5,2	4,9	4,7
Diff. $\left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 0,35 \end{array} \right.$	16,8	16,0	14,9	14,2	13,7	13,2	12,7	11,9	11,3	10,7	10,4	10,0

Koeffizient 1000 λ für volllaufende Kreisprofile.

λ_1 für $m = 0,25$; λ_2 für $m = 0,30$; λ_3 für $m = 0,35$

Tabelle XIV.

$D =$ mm	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
1000 λ_1	7,9437	6,7905	5,9984	5,4115	4,9673	4,6112	4,3200	3,7624	3,4035	3,1241	2,9089
1000 λ_2	10,375	8,7972	7,7169	6,9250	6,3174	5,8388	5,4433	4,7173	4,2139	3,8415	3,5542
1000 λ_3	13,131	11,063	9,6512	8,6194	7,8300	7,2052	6,6963	5,7586	5,1107	4,6332	4,2670
$D =$ mm	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475
1000 λ_1	2,7364	2,5938	2,4734	2,3731	2,2878	2,2076	2,13975	2,07875	2,0248	1,9752	1,9305
1000 λ_2	3,3257	3,1385	2,9800	2,8477	2,7350	2,6298	2,5418	2,4622	2,3916	2,3271	2,2689
1000 λ_3	3,9735	3,7351	3,5338	3,3654	3,2222	3,0907	2,9784	2,8779	2,7889	2,7077	2,6345
$D =$ mm	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200
1000 λ_1	1,8897	1,8175	1,7558	1,7021	1,6549	1,6133	1,5760	1,5120	1,4590	1,4141	1,3754
1000 λ_2	2,21575	2,2122	2,0421	1,9727	1,9119	1,8581	1,8102	1,7279	1,6553	1,6026	1,5533
1000 λ_3	2,5678	2,4502	2,3499	2,2632	2,1873	2,1203	2,0605	1,9583	1,8740	1,8028	1,7419

Koeffizient 1000 μ für volllaufende Eipprofile.

μ_1 für $m = 0,25$; μ_2 für $m = 0,30$; μ_3 für $m = 0,35$

Tabelle XV.

Profil m	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
1000 μ_1	5,9824	5,4591	5,0834	4,8239	4,6117	4,4114	4,2625	4,0216	3,8535	3,7203	3,5219	3,5098
1000 μ_2	7,0389	6,3995	5,8741	5,5366	5,2633	5,0103	4,8201	4,4945	4,3010	4,1331	3,9844	3,8656
1000 μ_3	8,1812	7,3282	6,7220	6,2983	5,9577	5,6470	5,4123	5,0376	4,7727	4,5656	4,3839	4,2384

2. Vergleich von Kreis- und Eiprofil.

Aus den Gleichungen 28) und 30) folgt für gleiches α und Q :

$$32 \quad D^5 = \frac{\lambda}{\mu} \cdot H^5$$

woraus (bei $m = 0,25$) mit $\lambda = 0,0024$ und $\mu = 0,0048$ als Mittelwerten folgt:

$$D = 0,871 \cdot H$$

oder rund

$$33 \quad D = 0,87 \cdot H.$$

Dies ist die Bedingung, unter welcher ein Kreisprofil ebenso viel leistet als ein normales Eiprofil mit gleichem Gefälle. Für eingehendere Studien vgl. hierzu [23].

3. Tabellen der Wassermengen und Geschwindigkeiten.

In den nun folgenden Tabellen sind die Werte Q und v für vollaufende Kreisprofile und normale Eiprofile ($H : B = 3 : 2$) sowohl für $m = 0,25$ als für $m = 0,35$ berechnet.

Über die zu verwendenden Geschwindigkeiten siehe IV.

Die Druckhöhe, welche beim Durchfluß des Wassers durch ein Leitungsstück von der Länge L verloren geht, ist $h = \alpha \cdot L$, da für technische Rechnungen in der Regel der Druckverlust für Erzeugung der Geschwindigkeit unberücksichtigt bleibt und nur der Reibungsdruckverlust in Betracht kommt, dieser aber pro Längeneinheit durch α gegeben ist. Tabellen für halbvoll laufende Kreisprofile sind nicht aufgenommen. Man kann sie auf Grund der Formeln in Tabelle XI entbehren. Wie die Berechnungen durchzuführen sind, zeigen die folgenden Beispiele 4 und 5.

Will man die Tabellen für Eiprofile mit Kämpferfüllung benutzen, so vergrößert man die für Kämpferfüllung sich ergebenden Wassermengen um rund 30% und benützt die Tabellen für ganze Füllung. Die Geschwindigkeit bei Kämpferfüllung ist 4% größer als bei ganzer Füllung.

Beispiele zur Verwendung der Tabellen.

1. Welche Lichtweite erhält ein Wasserleitungsrohr von 2000 m Länge, wenn eine Druckhöhe von 4 m zur Verfügung steht und eine Wassermenge von 13 l pro Sekunde transportiert werden soll?

Es ist $\alpha = \frac{4}{2000} = 0,0020$ m pro Längeneinheit. Man findet für dieses α bei $D = 175$ mm $Q = 10,3$, bei $D = 200$ mm $Q = 14,8$. Die passende handelsübliche Lichtweite ist deshalb = 200 mm.

2. Man verlangt zu wissen, wieviel Wasser eine vollaufende Leitung von 7000 m Länge mit 18 m Gefälle und 175 mm Lichtweite liefert.

Es ist $\alpha = \frac{18}{7000} = 0,00257$. Man findet bei $D = 175$ und $\alpha = 0,0025$ die Wassermenge $Q = 11,5$, sodann bei $\alpha = 0,00267$ $Q = 11,8$. Einer Differenz von $0,00267 - 0,00250$ im Gefälle entspricht eine Differenz der Wassermenge von $11,8 - 11,5 = 0,3$ l; mithin einer Gefällsdifferenz von $0,00257 - 0,00250 = 0,00007$ mit genügend genauer Annäherung die Wassermenge von $\frac{7 \cdot 0,3}{17} = 0,1$ l. Mithin liefert die Leitung 11,6 l pro Sekunde.

3. Man verlangt den Druckverlust einer vollaufenden Leitung, welche 80 l pro Sekunde bei einer Lichtweite von 450 mm auf 5000 m Länge zu transportieren hat, kennen zu lernen.

Man findet in der Tabelle für $D = 450$ und $\alpha = 0,00071$ $Q = 82$, für $\alpha = 0,00066$ $Q = 79$ l. Einer Differenz von 3 l in der Wassermenge entspricht mithin eine Gefällsdifferenz von 0,00005; demnach einer solchen von 2 l eine Gefällsdifferenz von $\frac{2 \cdot 0,00005}{3} = 0,00003$. Also beträgt der Druckverlust pro Längeneinheit: $0,00071 - 0,00003 = 0,00068$, der gesamte Druckverlust $5000 \cdot 0,00068 = 3,4$ m.

4. Bei einem Straßenkanale mit einem Gefälle von 1:200 und halbvoll laufenden Querschnitte beträgt die zu transportierende Wassermenge 350 l pro Sekunde; welche Lichtweite erhält derselbe?

Für $\alpha = 0,00500$ und $D = 700$ mm findet man $Q = 712$. Das Rohr erhält also 700 mm Weite.

5. Durch einen halbvoll laufenden Kanal von 800 mm Weite fließen 500 l Wasser pro Sekunde; der Kanal hat ein Gefälle von 1:200. Welche Geschwindigkeit nimmt das Wasser an?

Man findet für $D = 800$ mm und $\alpha = 0,00500$, $Q = 1018$, $v = 2,03$ m.

4. Teilweise Füllung von Kreis- und Eiprofilen.

Bei ganzer Füllung und dem Gefälle α möge ein Kreisprofil vom Durchmesser D und ein normales Eiprofil von der Höhe H bei einer Geschwindigkeit v die Wassermenge Q führen. Bei einer kleineren Füllungshöhe

34 $h_x = y \cdot D$ für den Kreis bzw. $h_x = y \cdot H$ für das Eiprofil ergibt sich aus der Kurventafel:

35 $\left\{ \begin{array}{l} \text{eine Wassermenge} \quad Q_x = x \cdot Q \\ \text{eine Geschwindigkeit} \quad v_x = z \cdot v \end{array} \right.$

Hieraus folgt:

$$36 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = \frac{Q_x}{Q} \\ z = \frac{v_x}{v} \end{array} \right.$$

Ist von den Größen x , y und z eine gegeben, so sind die beiden anderen damit bestimmt.

Beispiele: (zu rechnen mittels der Tafel Seite 38).

1. Ein Kreisprofil $D = 400$ gibt bei voller Füllung und

$$\alpha = 0,005, \quad v = 1,25 \text{ und } Q = 157 \text{ sl.}$$

Gesucht h_x und v_x , wenn bei gleichem Gefälle nur $Q_x = 25$ sl durch die Leitung strömen.

$$\text{Es ist hier} \quad x = \frac{Q_x}{Q} = 25 : 157 = 0,16,$$

damit wird aus der Tafel:

$$y = 0,275,$$

somit nach 34) die Fülltiefe $h_x = y \cdot D = 110$ mm

und mit $z = 0,70$ nach 35) die Geschwindigkeit $v_x = 0,70 \cdot v$

$$= 0,7 \cdot 1,25$$

$$= 0,875 \text{ m.}$$

2. Gegeben ein Eiprofil 180/120, das bei $\alpha = 0,005$, mit $v = 0,93$, $Q = 1530$ sl führt.

Gesucht Q_x und v_x für $h_x = 50$ cm.

$$\text{Es ist nach 1) } \quad y = \frac{h_x}{H} = \frac{50}{180} = 0,28, \quad \text{also}$$

$$h_x = 0,28 \cdot H$$

dafür gibt nach 35) die Kurventafel rechts

$$Q_x = 0,4 \quad Q = 612 \text{ sl,}$$

$$v_x = 0,71 \quad v = 0,66 \text{ m.}$$

3. Ein Kanalisationsrohr $D = 400$ führt bei $\alpha = 0,01$ voll $Q = 222$ sl mit $v = 1,77$ m. Das Rohr soll durch einen Regenauslaß entlastet werden. Die größte verdünnte Brauchwassermenge, welche in der Kanalisation bleiben soll, betrage $Q_x = 20$ sl. Wie hoch liegt die Auslaßschwelle über der Rohrsohle?

Es ist nach 35)

$$x = \frac{Q_x}{Q} = 20 : 222 = 0,09;$$

dies ergibt aus der Tafel:

$$y = 0,23 \quad \text{und nach 34)}$$

$$h_x = 0,23 \cdot D = 92 \text{ mm.}$$

Tabelle XVI.

Volllaufende Kreisprofile.

D = 40 bis D = 375 mm

m = 0,25

Gefälle	Profil	40		50		60		70		80		90		100		125		150		175		200		225		250		275		300		325		350		375		
		v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	
		A	10	0,10000	0,90	1,2	1,09	2,1	1,21	3,6	1,45	5,6	1,61	8,1	1,78	11,3	1,94	15,2	2,31	28,4	2,68	47,3	3,02	72,5	3,33	104,6	3,65	145,2	3,95	194,0	4,25	252,1	4,53	320	4,80	399	5,07	488
	15	0,06667	0,74	0,9	0,89	1,8	1,04	2,9	1,18	4,5	1,32	6,6	1,45	9,2	1,58	12,4	1,89	23,2	2,19	38,6	2,46	59,2	2,71	85,4	2,98	118,5	3,23	158,4	3,47	205,8	3,70	261	3,92	325	4,14	398	4,36	481
	20	0,05000	0,64	0,8	0,77	1,5	0,90	2,6	1,03	3,9	1,14	5,7	1,26	8,0	1,37	10,8	1,64	20,1	1,89	33,4	2,13	51,3	2,36	74,0	2,58	102,7	2,80	137,2	3,00	178,3	3,20	226	3,40	282	3,58	345	3,77	417
	25	0,04000	0,57	0,8	0,69	1,4	0,81	2,3	0,92	3,5	1,02	5,1	1,13	7,2	1,22	9,6	1,46	18,0	1,69	29,9	1,91	45,9	2,11	66,2	2,31	91,6	2,50	122,7	2,69	159,4	2,86	202	3,04	252	3,21	308	3,37	373
B	30	0,03333	0,52	0,7	0,63	1,2	0,74	2,1	0,84	3,2	0,93	4,7	1,03	6,5	1,12	8,8	1,34	16,4	1,55	27,3	1,74	41,9	1,92	60,4	2,11	83,8	2,28	112,0	2,45	145,5	2,62	185	2,77	230	2,93	282	3,08	340
	35	0,02857	0,48	0,6	0,59	1,1	0,68	1,9	0,77	3,0	0,86	4,3	0,95	6,1	1,03	8,1	1,24	15,2	1,43	25,2	1,61	38,8	1,78	55,9	1,95	77,6	2,11	103,7	2,27	134,7	2,42	171	2,57	213	2,71	261	2,85	315
	40	0,02500	0,45	0,6	0,55	1,0	0,64	1,8	0,72	2,8	0,81	4,1	0,89	5,7	0,97	7,6	1,16	14,2	1,34	23,6	1,51	36,3	1,67	52,3	1,83	72,6	1,98	97,0	2,12	126,0	2,26	160	2,40	199	2,54	244	2,67	295
	45	0,02222	0,43	0,5	0,52	1,0	0,60	1,7	0,68	2,6	0,76	3,8	0,84	5,3	0,91	7,2	1,09	13,4	1,26	22,3	1,42	34,2	1,57	49,3	1,72	68,4	1,86	91,4	2,00	118,8	2,14	151	2,26	188	2,39	230	2,51	278
C	50	0,02000	0,40	0,5	0,49	1,0	0,57	1,6	0,65	2,5	0,72	3,6	0,80	5,0	0,87	6,8	1,04	12,7	1,20	21,1	1,40	32,4	1,49	46,8	1,63	64,9	1,77	86,8	1,91	114,0	2,03	143	2,15	178	2,27	218	2,39	264
	60	0,01667	0,37	0,5	0,45	0,9	0,52	1,5	0,59	2,3	0,66	3,3	0,73	4,6	0,79	6,2	0,95	11,6	1,09	19,3	1,23	29,6	1,36	42,7	1,49	59,3	1,61	79,2	1,73	102,9	1,85	131	1,96	163	2,07	199	2,18	241
	70	0,01429	0,34	0,4	0,41	0,8	0,48	1,4	0,55	2,1	0,61	3,1	0,67	4,3	0,73	5,8	0,88	10,7	1,01	17,9	1,14	27,4	1,26	39,5	1,38	54,9	1,49	73,3	1,60	95,3	1,71	121	1,82	151	1,92	184	2,02	223
	80	0,01250	0,32	0,4	0,39	0,8	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,63	4,0	0,68	5,4	0,82	10,0	0,95	16,7	1,07	25,6	1,18	37,0	1,29	51,3	1,40	68,6	1,50	89,1	1,60	113	1,70	141	1,79	172	1,89	208
D	90	0,01111	0,30	0,4	0,37	0,7	0,43	1,2	0,48	1,9	0,54	2,7	0,59	3,8	0,63	5,1	0,77	9,5	0,89	15,8	1,01	24,2	1,11	34,9	1,22	48,4	1,32	64,7	1,42	84,0	1,51	107	1,60	133	1,69	163	1,78	196
	100	0,01000	0,29	0,4	0,35	0,7	0,40	1,1	0,46	1,8	0,51	2,6	0,56	3,6	0,61	4,8	0,73	9,0	0,85	14,9	0,95	22,9	1,05	33,1	1,16	45,9	1,25	61,3	1,34	79,7	1,43	101	1,52	126	1,60	154	1,69	186
	125	0,00800	0,26	0,3	0,31	0,6	0,36	1,0	0,41	1,6	0,46	2,3	0,50	3,2	0,55	4,3	0,65	8,0	0,76	13,4	0,85	20,5	0,94	29,6	1,03	41,1	1,12	54,9	1,20	71,3	1,28	91	1,36	113	1,43	138	1,51	167
	150	0,00667	0,23	0,3	0,28	0,6	0,33	0,9	0,37	1,4	0,42	2,1	0,46	2,9	0,50	3,9	0,60	7,3	0,69	12,2	1,07	18,7	1,18	27,0	1,29	37,5	1,02	50,1	1,10	65,1	1,17	83	1,24	103	1,31	126	1,38	152
E	175	0,00571	0,21	0,3	0,26	0,5	0,31	0,9	0,34	1,3	0,39	1,9	0,43	2,7	0,46	3,6	0,55	6,8	0,64	11,3	0,72	17,3	0,80	25,0	0,87	34,7	0,95	46,4	1,02	60,3	1,08	77	1,15	95	1,21	117	1,27	141
	200	0,00500	0,20	0,3	0,24	0,5	0,29	0,8	0,32	1,2	0,36	1,8	0,40	2,5	0,43	3,4	0,52	6,4	0,60	10,6	0,67	16,2	0,75	23,4	0,82	32,5	0,88	43,4	0,95	56,4	1,01	72	1,07	89	1,13	109	1,19	132
	225	0,00444	0,19	0,2	0,23	0,5	0,27	0,8	0,31	1,2	0,34	1,7	0,37	2,4	0,41	3,2	0,49	6,0	0,56	10,0	0,64	15,3	0,70	22,1	0,77	30,6	0,83	40,9	0,90	53,1	0,96	68	1,01	84	1,07	103	1,13	124
	250	0,00400	0,18	0,2	0,22	0,4	0,26	0,7	0,29	1,1	0,32	1,6	0,36	2,3	0,39	3,0	0,46	5,7	0,54	9,5	0,60	14,5	0,70	20,9	0,73	29,0	0,79	38,8	0,85	50,4	0,91	64	0,96	80	1,01	98	1,07	118
F	275	0,00364	0,17	0,2	0,21	0,4	0,24	0,7	0,28	1,1	0,31	1,5	0,34	2,2	0,37	2,9	0,44	5,4	0,51	9,0	0,58	13,8	0,64	19,9	0,70	27,7	0,75	37,0	0,81	48,1	0,86	61	0,92	76	0,97	93	1,02	112
	300	0,00333	0,17	0,2	0,20	0,4	0,23	0,7	0,27	1,0	0,30	1,5	0,33	2,1	0,35	2,8	0,42	5,2	0,49	8,6	0,55	13,2	0,61	19,1	0,67	26,5	0,72	35,4	0,78	46,0	0,83	58	0,88	73	0,93	89	0,97	108
	325	0,00308	0,16	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,26	1,0	0,28	1,4	0,31	2,0	0,34	2,7	0,41	5,0	0,47	8,3	0,53	12,7	0,58	18,3	0,64	25,5	0,69	34,0	0,75	44,2	0,79	56	0,84	70	0,89	86	0,94	103
	350	0,00286	0,15	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,25	0,9	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,39	4,8	0,45	8,0	0,51	12,3	0,56	17,7	0,62	24,5	0,67	32,8	0,72	42,6	0,77	54	0,81	67	0,86	82	0,90	100
G	375	0,00267	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	0,9	0,26	1,3	0,29	1,8	0,32	2,5	0,38	4,6	0,44	7,7	0,49	11,8	0,54	17,1	0,60	23,7	0,65	31,7	0,69	41,2	0,74	52	0,78	65	0,83	80	0,87	96
	400	0,00250	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,31	2,4	0,37	4,5	0,42	7,5	0,48	11,5	0,53	16,5	0,58	23,0	0,63	30,7	0,67	39,9	0,72	51	0,76	63	0,80	77	0,84	93
	425	0,00235	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,7	0,30	2,3	0,36	4,4	0,41	7,3	0,46	11,1	0,51	16,0	0,56	22,3	0,61	29,8	0,65	38,7	0,70	49	0,74	61	0,78	75	0,82	90
	450	0,00222	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,5	0,22	0,8	0,24	1,2	0,27	1,7	0,29	2,3	0,35	4,3	0,40	7,0	0,45	10,8	0,50	15,6	0,54	21,6	0,59	28,9	0,63	37,6	0,68	48	0,72	59	0,76	73	0,80	88
H	475	0,00210	0,13	0,2	0,16	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,26	1,6	0,28	2,2	0,34	4,1	0,39	6,9	0,44	10,5	0,48	15,2	0,53	21,1	0,57	28,1	0,62	36,6	0,66	46	0,70	58	0,74	71	0,77	86
	500	0,00200	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,1	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,0	0,38	6,7	0,43	10,3	0,47	14,8	0,52	20,5	0,56	27,4	0,60	35,7	0,64	45	0,68	56	0,72	69	0,75	83
	550	0,00182	0,12	0,2	0,15	0,3	0,17	0,5	0,20	0,8	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,31	3,8	0,36	6,4	0,42	9,8	0,45	14,1	0,49													

Tabelle XVII.

Volllaufende Kreisprofile.

Profil	400		425		450		475		500		550		600			
	Gefälle		v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q		
	A	10	0,10000	5,59	702	5,83	828	6,08	966	6,32	1120	6,55	1286	7,00	1663	7,45
	15	0,06667	4,56	574	4,76	676	4,96	789	5,16	914	5,35	1050	5,72	1358	6,08	1719
	20	0,05000	3,95	497	4,13	585	4,30	683	4,47	792	4,63	910	4,95	1176	5,26	1488
	25	0,04000	3,54	444	3,69	523	3,84	611	4,00	708	4,14	813	4,43	1052	4,71	1331
B	30	0,03333	3,23	406	3,37	478	3,51	558	3,65	647	3,78	743	4,04	960	4,30	1215
	35	0,02857	2,99	375	3,12	442	3,25	517	3,38	599	3,50	688	3,74	889	3,98	1125
	40	0,02500	2,80	351	2,92	414	3,04	483	3,16	560	3,28	643	3,50	831	3,72	1053
	45	0,02222	2,64	331	2,75	390	2,86	456	2,98	528	3,09	606	3,30	784	3,51	992
C	50	0,02000	2,50	314	2,61	370	2,72	432	2,83	501	2,93	575	3,13	744	3,33	941
	60	0,01667	2,28	287	2,38	338	2,48	395	2,58	457	2,67	525	2,86	679	3,04	859
	70	0,01429	2,11	266	2,21	313	2,30	365	2,39	423	2,48	486	2,65	629	2,81	796
	80	0,01250	1,98	248	2,06	293	2,15	342	2,23	396	2,32	455	2,48	588	2,63	744
D	90	0,01111	1,86	234	1,94	276	2,03	322	2,11	373	2,18	429	2,33	554	2,48	702
	100	0,01000	1,77	222	1,85	262	1,92	306	2,00	354	2,07	407	2,21	526	2,35	666
	125	0,00800	1,58	199	1,65	234	1,72	273	1,79	317	1,85	364	1,98	470	2,11	595
	150	0,00667	1,44	181	1,51	214	1,57	250	1,63	289	1,69	332	1,81	429	1,92	544
E	175	0,00571	1,34	168	1,39	198	1,45	231	1,51	268	1,57	307	1,67	398	1,78	503
	200	0,00500	1,25	157	1,30	185	1,36	216	1,41	250	1,47	288	1,57	372	1,67	471
	225	0,00444	1,18	148	1,23	174	1,28	204	1,33	236	1,38	271	1,48	351	1,57	444
	250	0,00400	1,12	141	1,17	166	1,22	193	1,26	224	1,31	257	1,40	333	1,49	421
F	275	0,00364	1,07	134	1,11	158	1,16	184	1,21	214	1,25	245	1,34	317	1,42	401
	300	0,00333	1,02	128	1,07	151	1,11	176	1,15	204	1,20	235	1,28	304	1,36	384
	325	0,00308	0,98	123	1,05	145	1,07	170	1,11	196	1,15	226	1,23	292	1,31	369
	350	0,00286	0,95	119	0,99	140	1,03	164	1,07	189	1,11	217	1,18	281	1,26	356
G	375	0,00267	0,91	115	0,95	135	0,99	158	1,03	183	1,07	210	1,14	272	1,22	344
	400	0,00250	0,88	111	0,92	131	0,96	153	1,00	177	1,04	203	1,11	263	1,18	333
	425	0,00235	0,86	108	0,90	127	0,93	148	0,97	172	1,11	197	1,07	255	1,14	323
	450	0,00222	0,83	105	0,87	123	0,91	144	0,94	167	0,98	192	1,04	248	1,11	314
H	475	0,00210	0,81	102	0,85	120	0,88	140	0,92	163	0,95	187	1,02	241	1,08	305
	500	0,00200	0,79	99	0,83	117	0,86	137	0,89	158	0,93	182	0,99	235	1,05	298
	550	0,00182	0,75	95	0,79	112	0,82	130	0,85	151	0,88	173	0,94	224	1,00	284
	600	0,00167	0,72	91	0,75	107	0,78	125	0,82	145	0,85	166	0,90	215	0,96	272
I	650	0,00154	0,69	87	0,72	103	0,75	120	0,78	139	0,81	160	0,87	206	0,92	261
	700	0,00143	0,67	84	0,70	99	0,73	116	0,76	134	0,78	154	0,84	199	0,89	252
	750	0,00133	0,65	81	0,67	96	0,70	112	0,73	129	0,76	149	0,81	192	0,86	243
	800	0,00125	0,63	79	0,65	93	0,68	108	0,71	125	0,73	144	0,78	186	0,83	235
K	850	0,00117	0,61	76	0,63	90	0,66	105	0,69	121	0,71	140	0,76	180	0,81	228
	900	0,00111	0,59	74	0,62	87	0,64	102	0,67	118	0,69	136	0,74	175	0,79	222
	950	0,00105	0,57	72	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,76	216
	1000	0,00100	0,56	70	0,58	83	0,61	97	0,63	112	0,66	129	0,70	166	0,75	211
L	1100	0,00091	0,53	67	0,56	79	0,58	92	0,60	107	0,63	123	0,67	159	0,71	201
	1200	0,00083	0,51	64	0,53	76	0,56	88	0,58	102	0,60	117	0,64	152	0,68	192
	1300	0,00077	0,49	62	0,51	73	0,53	85	0,55	98	0,57	113	0,61	146	0,65	185
	1400	0,00071	0,47	59	0,49	70	0,51	82	0,53	95	0,55	109	0,59	141	0,63	178
M	1500	0,00066	0,46	57	0,48	68	0,50	79	0,52	91	0,54	105	0,57	136	0,61	172
	1600	0,00062	0,44	56	0,46	65	0,48	76	0,50	89	0,52	102	0,55	132	0,59	166
	1700	0,00059	0,43	54	0,45	64	0,47	74	0,49	86	0,50	99	0,54	128	0,57	161
	1800	0,00056	0,42	52	0,44	62	0,45	72	0,47	84	0,49	96	0,52	124	0,56	157
N	1900	0,00053	0,41	51	0,42	60	0,44	70	0,46	81	0,48	93	0,51	121	0,54	153
	2000	0,00050	0,40	50	0,41	59	0,43	68	0,45	79	0,46	91	0,50	118	0,53	149

D = 400 bis D = 1200 mm

m = 0,25

Profil	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	Gefälle		v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
	A	7,86	2610	8,28	3186	8,68	3835	9,06	4556	9,82	6249	10,55	8281	11,23	10667	11,92
	6,42	2131	6,76	2602	7,09	3131	7,40	3718	8,02	5102	8,61	6762	9,17	8710	9,73	11002
	5,56	1845	5,86	2253	6,14	2711	6,41	3221	6,95	4419	7,46	5856	7,94	7543	8,43	9528
	4,97	1650	5,24	2015	5,49	2425	5,73	2881	6,21	3952	6,67	5238	7,10	6747	7,54	8522
B	4,54	1507	4,78	1840	5,01	2214	5,23	2630	5,67	3608	6,09	4781	6,48	6159	6,88	7780
	4,20	1395	4,43	1703	4,64	2050	4,85	2435	5,25	3340	5,64	4427	6,00	5702	6,37	7203
	3,93	1305	4,14	1593	4,34	1917	4,53	2278	4,91	3125	5,27	4141	5,61	5334	5,96	6737
	3,71	1230	3,90	1502	4,09	1808	4,27	2148	4,63	2946	4,97	3904	5,29	5029	5,62	6352
C	3,52	1167	3,70	1425	3,88	1715	4,05	2037	4,39	2795	4,72	3704	5,02	4770	5,33	6026
	3,21	1065	3,38	1301	3,54	1566	3,70	1860	4,01	2551	4,31	3381	4,58	4355	4,86	5501
	2,97	986	3,13	1204	3,28	1449	3,43	1722	3,71	2362	3,99	3130	4,24	4032	4,50	5093
	2,78	923	2,93	1127	3,07	1356	3,20	1611	3,47	2209	3,73	2928	3,97	3771	4,21	4764
D	2,62	870	2,76	1062	2,89	1278	3,02	1519	3,27	2083	3,52	2760	3,74	3556	3,97	4492
	2,49	825	2,62	1008	2,75	1213	2,87	1441	3,11	1976	3,33	2619	3,55	3373	3,77	4261
	2,22	738	2,34	901	2,46	1085	2,56	1289	2,78	1768	2,98	2342	3,18	3017	3,37	3811
	2,03	674	2,14	823	2,24	990	2,34	1176	2,54	1614	2,72	2138	2,90	2754	3,08	3479
E	1,88	624	1,98	762	2,08	917	2,17	1089	2,35	1494	2,52	1980	2,68	2550	2,85	3214
	1,76	584	1,85	713	1,94	857	2,03	1019	2,20	1397	2,36	1852	2,51	2385	2,66	3013
	1,66	550	1,75	672	1,83	808	1,91	960	2,07	1317	2,22	1746	2,37	2249	2,51	2841
	1,57	522	1,66	637	1,74	767	1,81	911	1,97	1250	2,11	1656	2,25	2133	2,38	2695
F	1,50	498	1,58	608	1,66	731	1,73	871	1,87	1192	2,01	1574	2,14	2034	2,27	2568
	1,44	476	1,51	582	1,59	700	1,66	832	1,79	1141	1,93	1512	2,05	1948	2,18	2460
	1,38	458	1,45	559	1,52	673	1,59	799	1,72	1096	1,85	1453	1,97	1871	2,09	2364
	1,33	441	1,40	539	1,47	648	1,53	770	1,66	1056	1,78	1400	1,90	1803	2,01	2278
G	1,28	426	1,35	520	1,42	626	1,48	744	1,60	1021	1,72	1352	1,83	1742	1,95	2200
	1,24	413	1,31	504	1,37	606	1,43	720	1,55	988	1,67	1309	1,78	1687	1,88	2131
	1															

Tabelle XVIII.

Volllaufende Kreisprofile.

D = 40 bis D = 350 mm

m = 0,35.

Gefälle	Profil	40		50		60		70		80		90		100		125		150		175		200		225		250		275		300		325		350		375	
		v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
		A	10 0,10000	0,70	0,9	0,85	1,7	1,00	2,8	1,14	4,4	1,28	6,5	1,42	9,0	1,56	12,2	1,87	23,0	2,19	38,6	2,48	59,5	2,75	86,4	3,03	120,5	3,29	162,0	3,56	211,0	3,81	269	4,05	336	4,28	412
A	15 0,06667	0,57	0,7	0,70	1,4	0,82	2,3	0,94	3,6	1,05	5,3	1,16	7,4	1,27	9,9	1,53	18,8	1,79	31,5	2,02	48,6	2,24	70,5	2,47	98,4	2,69	132,0	2,90	172,2	3,11	219	3,30	274	3,50	336	3,70	408
A	20 0,05000	0,50	0,6	0,60	1,2	0,70	2,0	0,81	3,1	0,91	4,5	1,01	6,4	1,10	8,7	1,33	16,3	1,54	27,3	1,75	42,1	1,95	61,1	2,14	85,2	2,34	114,3	2,51	149,2	2,69	190	2,87	238	3,03	292	3,20	354
A	25 0,04000	0,44	0,6	0,54	1,0	0,64	1,8	0,73	2,8	0,81	4,1	0,90	5,7	0,98	7,7	1,18	14,6	1,38	42,4	1,57	37,7	1,74	54,7	1,92	76,0	2,09	102,3	2,25	133,3	2,40	170	2,56	212	2,71	260	2,86	316
B	30 0,03333	0,40	0,5	0,49	0,9	0,58	1,7	0,67	2,6	0,75	3,8	0,82	5,2	0,90	7,1	1,09	13,3	1,26	22,3	1,43	34,4	1,59	49,9	1,75	69,6	1,90	93,4	2,05	121,8	2,29	155	2,34	194	2,48	238	2,61	288
B	35 0,02857	0,37	0,5	0,46	0,9	0,54	1,5	0,61	2,3	0,69	3,5	0,76	4,8	0,83	6,5	1,00	12,3	1,17	20,6	1,32	31,9	1,47	46,2	1,62	64,4	1,76	86,5	1,90	112,7	2,03	144	2,17	180	2,29	221	2,42	267
B	40 0,02500	0,35	0,4	0,43	0,8	0,50	1,4	0,57	2,2	0,65	3,3	0,71	4,5	0,78	6,1	0,94	11,5	1,09	19,3	1,24	29,8	1,38	43,2	1,52	60,3	1,65	80,9	1,77	105,5	1,90	134	2,02	168	2,15	206	2,27	250
B	45 0,02222	0,33	0,4	0,40	0,8	0,47	1,3	0,54	2,1	0,61	3,1	0,67	4,2	0,73	5,8	0,88	10,9	1,03	18,2	1,17	28,1	1,30	40,7	1,43	56,8	1,55	76,2	1,67	99,4	1,80	127	1,91	158	2,02	194	2,13	236
C	50 0,02000	0,31	0,4	0,38	0,7	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,64	4,1	0,70	5,5	0,84	10,3	0,98	17,2	1,15	26,6	1,23	38,7	1,35	53,9	1,48	72,5	1,60	94,5	1,70	119	1,81	150	1,93	185	2,03	219
C	60 0,01667	0,29	0,4	0,35	0,7	0,41	1,2	0,47	1,8	0,53	2,7	0,58	3,7	0,63	5,0	0,77	9,4	0,89	15,7	1,01	24,3	1,12	35,3	1,24	49,2	1,34	66,1	1,45	86,1	1,55	110	1,65	137	1,75	168	1,85	204
C	70 0,01429	0,27	0,3	0,32	0,6	0,38	1,1	0,44	1,7	0,49	2,5	0,54	3,4	0,59	4,6	0,71	8,7	0,82	14,6	0,94	22,5	1,04	32,6	1,15	45,6	1,24	61,4	1,36	80,0	1,44	102	1,54	127	1,63	156	1,69	187
C	80 0,01250	0,25	0,3	0,31	0,6	0,36	1,0	0,40	1,5	0,46	2,3	0,51	3,2	0,55	4,3	0,66	8,1	0,78	13,6	0,88	21,0	0,97	30,6	1,07	42,6	1,17	57,2	1,26	74,6	1,34	95	1,43	119	1,51	145	1,60	176
D	90 0,01111	0,23	0,3	0,29	0,6	0,34	1,0	0,38	1,5	0,43	2,2	0,47	3,0	0,51	4,1	0,62	7,7	0,73	12,9	0,83	19,9	0,92	28,8	1,01	40,2	1,10	54,0	1,19	70,3	1,27	90	1,35	112	1,43	138	1,51	166
D	100 0,01000	0,22	0,3	0,27	0,5	0,31	0,9	0,36	1,4	0,41	2,1	0,45	2,9	0,49	3,9	0,59	7,3	0,69	12,2	0,78	18,8	0,87	27,3	0,96	38,1	1,04	51,1	1,13	66,8	1,20	85	1,28	106	1,36	130	1,43	158
D	125 0,00800	0,20	0,3	0,24	0,5	0,28	0,8	0,33	1,3	0,37	1,8	0,40	2,6	0,44	3,5	0,53	6,5	0,62	10,9	0,70	16,8	0,78	24,4	0,85	34,1	0,93	45,7	1,01	59,8	1,07	76	1,15	95	1,22	117	1,28	147
D	150 0,00667	0,18	0,3	0,22	0,4	0,26	0,7	0,30	1,1	0,33	1,7	0,37	2,3	0,40	3,1	0,49	5,9	0,56	9,9	0,64	15,3	0,71	22,3	0,78	31,1	0,85	41,8	0,92	54,5	0,98	69	1,05	86	1,11	106	1,17	129
E	175 0,00571	0,17	0,3	0,20	0,4	0,24	0,7	0,27	1,0	0,31	1,5	0,34	2,2	0,37	2,9	0,45	5,5	0,52	9,2	0,59	14,2	0,66	20,6	0,72	28,8	0,79	38,7	0,85	50,4	0,91	64	0,97	80	1,02	99	1,08	120
E	200 0,00500	0,16	0,3	0,19	0,4	0,23	0,6	0,25	1,0	0,29	1,4	0,32	2,0	0,35	2,7	0,42	5,2	0,49	8,6	0,55	13,3	0,62	19,3	0,68	27,0	0,73	36,2	0,79	47,2	0,84	60	0,90	74	0,95	92	1,01	112
E	225 0,00444	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	1,0	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,40	4,9	0,46	8,2	0,53	12,6	0,58	18,2	0,64	25,4	0,69	34,1	0,75	44,4	0,80	57	0,85	71	0,90	87	0,96	105
E	250 0,00400	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,32	2,4	0,37	4,6	0,44	7,8	0,49	11,9	0,55	17,3	0,61	24,1	0,66	32,3	0,71	42,2	0,76	53	0,81	67	0,85	83	0,91	100
F	275 0,00364	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,8	0,30	2,3	0,36	4,4	0,42	7,3	0,48	11,3	0,53	16,4	0,58	23,0	0,63	30,8	0,68	40,2	0,72	51	0,77	64	0,82	79	0,86	95
F	300 0,00333	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,6	0,21	0,8	0,24	1,2	0,26	1,7	0,28	2,2	0,34	4,2	0,40	7,0	0,45	10,8	0,50	15,8	0,56	22,0	0,60	29,5	0,65	38,5	0,69	49	0,74	61	0,79	75	0,82	92
F	325 0,00308	0,12	0,2	0,15	0,3	0,17	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,1	0,38	6,8	0,44	10,4	0,48	15,1	0,53	21,2	0,58	28,3	0,63	37,0	0,67	47	0,71	59	0,75	73	0,80	87
F	350 0,00286	0,12	0,2	0,14	0,3	0,17	0,5	0,20	0,7	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,32	3,9	0,37	6,5	0,42	10,1	0,46	14,6	0,51	20,3	0,56	27,3	0,60	35,6	0,64	45	0,68	57	0,73	69	0,76	85
G	375 0,00267	0,11	0,1	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,4	0,26	2,0	0,31	3,7	0,36	6,3	0,40	9,7	0,45	14,1	0,50	19,7	0,54	26,4	0,58	34,5	0,62	44	0,66	56	0,70	68	0,74	81
G	400 0,00250	0,11	0,1	0,13	0,2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,25	1,9	0,30	3,6	0,34	6,1	0,39	9,4	0,44	13,6	0,48	19,1	0,53	25,6	0,56	33,4	0,60	43	0,64	53	0,68	65	0,71	79
G	425 0,00235	0,11	0,1	0,13	0,2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,24	1,8	0,29	3,6	0,33	6,0	0,38	9,1	0,42	13,2	0,46	18,5	0,51	24,8	0,54	32,4	0,58	41	0,62	52	0,66	63	0,70	76
G	450 0,00222	0,10	0,1	0,13	0,2	0,15	0,4	0,17	0,6	0,19	1,0	0,21	1,3	0,23	1,8	0,28	3,5	0,33	5,7	0,37	8,9	0,41	12,9	0,45	17,9	0,49	24,1	0,53	31,5	0,57	40	0,60	50	0,64	62	0,68	75
H	475 0,00210	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,19	1,0	0,21	1,3	0,22	1,8	0,28	3,3	0,32	5,6	0,36	8,6	0,40	12,6	0,44	17,5	0,48	23,4	0,52	30,6	0,55	39	0,59	49	0,63	60	0,65	73
H	500 0,00200	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,27	3,2	0,31	5,5	0,35	8,3	0,39	12,2	0,43	17,0	0,47	22,8	0,50	29,9	0,54	38	0,57	47	0,61	58	0,64	70
H	550 0,00182	0,09	0,1	0,12	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,2	0,34	8,0	0,37	11,6	0,41	16,3	0,44	21,8	0,48	28,4	0,51	36	0,55	45	0,57	56	0,61	67
H	600 0,00167	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0,18	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,29	5,0	0,32	7,7	0,36	11,1	0,39	15,5	0,43	20,8	0,46	27,2	0,49	35	0,52	43	0,55	53	0,58	64
I	650 0,00154	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,3	0,14	0,5	0,16	0,8	0,18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,28	4,8	0,30	7,4	0,34	10,7	0,37	14,9	0,41	20,1	0,44	26,2	0,47	33	0,50	42	0,53	51	0,56	62
I	700 0,00143	0,09	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,8	0,17	1,1	0,18	1,4	0,23	2,8	0,26	4,6	0,30	7,1	0,33	10,3	0,37	14,4	0,39	19,3	0,43	25,2	0,45	32	0,48	41	0,52	49	0,54	59
I	750 0,00133	0,08	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,17	1,1	0,18	1,4																						

Tabelle XIX.

Volllaufende Kreisprofile.

Gefälle	Profil		400		425		450		475		500		550		600	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	1:10	0,10000	4,75	597	4,97	705	5,19	825	5,41	959	5,62	1103	6,03	1431	6,44	1820
	15	0,06667	3,88	488	4,06	576	4,24	674	4,42	782	4,59	901	4,92	1168	5,25	1486
	20	0,05000	3,36	422	3,52	498	3,67	583	3,83	678	3,97	781	4,26	1012	4,54	1285
	25	0,04000	3,01	377	3,14	446	3,28	522	3,42	606	3,55	698	3,81	906	4,07	1151
B	30	0,03333	2,75	345	2,87	407	3,00	477	3,12	554	3,24	637	3,48	827	3,72	1050
	35	0,02857	2,54	319	2,66	377	2,78	442	2,89	513	3,00	590	3,22	765	3,44	972
	40	0,02500	2,38	298	2,49	353	2,60	412	2,70	479	2,81	552	3,01	715	3,21	910
	45	0,02222	2,24	281	2,34	332	2,44	389	2,55	452	2,65	520	2,84	675	3,03	857
C	50	0,02000	2,13	266	2,22	315	2,32	369	2,42	429	2,52	494	2,70	641	2,84	812
	60	0,01667	1,94	244	2,03	288	2,12	337	2,21	391	2,29	450	2,46	585	2,63	742
	70	0,01429	1,80	226	1,88	267	1,97	313	2,05	363	2,14	419	2,29	543	2,43	688
	80	0,01250	1,68	211	1,76	250	1,84	292	1,91	339	1,99	390	2,14	506	2,27	643
D	90	0,01111	1,58	199	1,65	235	1,73	275	1,81	319	1,87	368	2,01	477	2,14	607
	100	0,01000	1,50	189	1,58	223	1,64	261	1,71	303	1,78	349	1,91	453	2,03	574
	125	0,00800	1,34	169	1,41	199	1,47	233	1,53	271	1,59	312	1,71	405	1,82	514
	150	0,00667	1,22	154	1,29	182	1,34	213	1,40	247	1,45	285	1,56	369	1,66	470
E	175	0,00571	1,14	143	1,18	169	1,24	197	1,29	229	1,35	263	1,44	343	1,54	435
	200	0,00500	1,06	133	1,10	158	1,16	184	1,21	214	1,26	247	1,35	320	1,44	407
	225	0,00444	1,00	126	1,05	148	1,09	174	1,14	202	1,18	232	1,27	302	1,36	384
	250	0,00400	0,95	120	1,00	141	1,04	165	1,08	192	1,12	220	1,21	287	1,29	364
F	275	0,00364	0,91	114	0,95	135	0,99	157	1,04	183	1,07	210	1,15	273	1,31	347
	300	0,00333	0,87	109	0,91	129	0,95	150	0,98	175	1,03	202	1,10	262	1,18	332
	325	0,00308	0,83	105	0,89	124	0,91	145	0,94	168	0,99	194	1,06	251	1,13	319
	350	0,00286	0,81	101	0,84	119	0,88	140	0,92	162	0,95	186	1,02	242	1,09	308
G	375	0,00267	0,77	98	0,81	115	0,85	135	0,88	157	0,92	180	0,98	234	1,05	297
	400	0,00250	0,75	94	0,78	112	0,82	131	0,86	152	0,89	174	0,96	227	1,02	288
	425	0,00235	0,73	92	0,77	108	0,79	126	0,83	147	0,87	169	0,92	220	0,99	279
	450	0,00222	0,71	89	0,74	105	0,78	123	0,80	143	0,84	165	0,90	214	0,96	271
H	475	0,00210	0,69	87	0,72	102	0,75	121	0,79	140	0,82	160	0,88	208	0,93	264
	500	0,00200	0,67	84	0,71	100	0,73	117	0,76	135	0,80	156	0,85	202	0,91	258
	550	0,00182	0,64	81	0,67	95	0,70	111	0,73	129	0,75	148	0,81	193	0,86	245
	600	0,00167	0,61	77	0,64	91	0,67	107	0,70	124	0,73	142	0,78	185	0,83	235
I	650	0,00154	0,59	74	0,61	88	0,64	102	0,67	119	0,69	137	0,75	177	0,80	226
	700	0,00143	0,57	71	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,77	218
	750	0,00133	0,55	69	0,57	82	0,60	96	0,62	110	0,65	128	0,70	165	0,74	210
	800	0,00125	0,54	67	0,55	79	0,58	92	0,61	107	0,63	124	0,67	160	0,72	203
K	850	0,00117	0,52	65	0,54	77	0,56	90	0,59	104	0,61	120	0,65	155	0,70	197
	900	0,00111	0,50	63	0,53	74	0,55	87	0,57	101	0,59	117	0,64	151	0,68	192
	950	0,00105	0,48	61	0,51	72	0,53	85	0,56	98	0,57	113	0,62	147	0,66	187
	1000	0,00100	0,48	59	0,49	71	0,52	83	0,54	96	0,56	111	0,60	143	0,65	182
L	1100	0,00091	0,45	57	0,48	67	0,50	79	0,51	92	0,54	106	0,58	137	0,61	174
	1200	0,00083	0,43	54	0,45	65	0,48	75	0,50	87	0,51	100	0,55	131	0,59	166
	1300	0,00077	0,42	53	0,43	62	0,45	73	0,47	84	0,49	97	0,53	126	0,56	160
	1400	0,00071	0,40	50	0,42	60	0,44	71	0,45	81	0,47	94	0,51	121	0,54	154
M	1500	0,00066	0,39	48	0,41	58	0,43	67	0,44	78	0,46	90	0,49	117	0,53	149
	1600	0,00062	0,37	48	0,39	55	0,41	65	0,43	76	0,45	88	0,47	114	0,51	143
	1700	0,00059	0,37	46	0,38	54	0,40	63	0,42	74	0,43	85	0,46	110	0,49	139
	1800	0,00056	0,36	44	0,37	52	0,38	61	0,40	71	0,42	82	0,45	107	0,48	136
N	1900	0,00053	0,35	43	0,36	51	0,38	60	0,39	69	0,41	80	0,44	104	0,47	132
	2000	0,00050	0,34	42	0,35	50	0,37	58	0,39	68	0,40	78	0,43	102	0,46	129

D = 400 bis D = 1200 mm.

m = 0,35.

Gefälle	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	6,81	2260	7,20	2772	7,57	3344	7,93	3987	8,63	5493	9,31	7304	9,95	9447	10,59	11973
	5,57	1847	5,88	2264	6,18	2729	6,48	3252	7,05	4485	7,59	5964	8,12	7717	8,65	9776
	4,82	1599	5,10	1960	5,35	2363	5,61	2819	6,11	3884	6,58	5165	7,03	6683	7,49	8467
	4,31	1431	4,56	1753	4,79	2114	5,01	2521	5,46	3474	5,88	4632	6,33	5978	6,70	7573
B	3,94	1307	4,16	1601	4,37	1930	4,58	2301	4,99	3171	5,37	4217	5,74	5456	6,12	6913
	3,64	1210	3,85	1482	4,05	1787	4,24	2131	4,61	2936	4,97	3900	5,32	5050	5,66	6401
	3,41	1131	3,60	1386	3,78	1672	3,96	1993	4,32	2747	4,65	3652	4,97	4726	5,30	5986
	3,22	1066	3,39	1307	3,57	1576	3,74	1880	4,07	2590	4,38	3443	4,69	4450	5,00	5644
C	3,04	1014	3,23	1242	3,38	1495	3,56	1785	3,86	2450	4,61	3270	4,45	4225	4,72	5355
	2,78	923	2,94	1132	3,09	1365	3,24	1628	3,52	2242	3,80	2982	4,06	3857	4,32	4888
	2,58	858	2,74	1047	2,86	1263	3,01	1510	3,26	2070	3,51	2760	3,76	3571	3,97	4526
	2,41	800	2,55	980	2,68	1182	2,80	1410	3,05	1942	3,29	2582	3,52	3340	3,73	4233
D	2,27	754	2,40	924	2,52	1114	2,64	1329	2,87	1831	3,10	2434	3,31	3150	3,52	3992
	2,15	715	2,28	876	2,40	1058	2,51	1261	2,68	1735	2,94	2310	3,15	2987	3,33	3786
	1,93	640	2,04	784	2,15	946	2,24	1128	2,44	1553	2,63	2066	2,82	2987	3,33	3786
	1,76	584	1,86	716	1,95	863	2,05	1028	2,23	1418	2,40	1886	2,57	2439	2,74	3091
E	1,63	541	1,72	663	1,81	800	1,90	952	2,06	1313	2,22	1747	2,37	2259	2,53	2855
	1,53	506	1,61	620	1,69	747	1,77	891	1,93	1227	2,08	1634	2,22	2112	2,36	2677
	1,44	477	1,52	585	1,60	705	1,67	840	1,82	1157	1,96	1540	2,10	1991	2,23	2525
	1,36	453	1,43	554	1,52	669	1,58	797	1,73	1098	1,86	1461	1,99	1889	2,11	2395
F	1,30	432	1,37	529	1,45	637	1,5									

Tabelle XX.

Volllaufende

Gefälle	Profil	60 : 40		75 : 50		90 : 60		105 : 70		120 : 80		135 : 90	
		α	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
50	0,02000	2,76	510	3,26	934	3,68	1523	4,09	2303	4,48	3292	4,84	4506
60	0,01667	2,53	465	2,97	851	3,36	1390	3,74	2103	4,09	3005	4,42	4113
70	0,01429	2,34	431	2,76	788	3,11	1287	3,46	1947	3,79	2782	4,09	3802
80	0,01250	2,19	403	2,56	737	2,91	1204	3,24	1821	3,54	2602	3,83	3568
90	0,01111	2,07	380	2,42	695	2,75	1135	3,05	1717	3,34	2453	3,61	3359
100	0,01000	2,96	360	2,30	659	2,61	1077	2,89	1629	3,17	2327	3,43	3186
125	0,00800	1,75	322	2,05	590	2,33	963	2,59	1457	2,83	2082	3,06	2850
150	0,00667	1,60	295	1,88	539	2,13	879	2,36	1330	2,59	1900	2,80	2601
175	0,00571	1,48	272	1,73	498	1,97	814	2,19	1231	2,39	1759	2,59	2408
200	0,00500	1,40	255	1,63	466	1,84	761	2,05	1152	2,24	1646	2,42	2253
225	0,00444	1,31	240	1,53	439	1,74	718	1,93	1086	2,11	1551	2,28	2124
250	0,00400	1,24	228	1,45	416	1,65	681	1,83	1030	2,00	1472	2,17	2015
275	0,00364	1,18	217	1,40	397	1,57	649	1,75	982	1,91	1403	2,07	1921
300	0,00333	1,13	208	1,33	380	1,50	621	1,67	940	1,83	1344	1,98	1839
325	0,00308	1,09	200	1,27	366	1,45	597	1,61	903	1,76	1291	1,90	1767
350	0,00286	1,06	193	1,22	352	1,39	575	1,55	870	1,69	1244	1,83	1703
375	0,00267	1,01	186	1,19	341	1,35	556	1,49	841	1,64	1202	1,77	1645
400	0,00250	0,98	180	1,15	329	1,30	538	1,45	814	1,58	1163	1,71	1593
425	0,00235	0,95	175	1,11	320	1,26	522	1,40	790	1,54	1129	1,66	1545
450	0,00222	0,92	170	1,08	310	1,23	507	1,36	768	1,49	1097	1,61	1502
475	0,00210	0,90	165	1,05	301	1,20	494	1,33	747	1,45	1068	1,57	1462
500	0,00200	0,88	161	1,03	295	1,17	481	1,29	728	1,42	1041	1,53	1425
550	0,00182	0,84	154	0,98	281	1,11	459	1,23	694	1,35	992	1,46	1358
600	0,00167	0,80	147	0,94	269	1,06	439	1,18	665	1,29	950	1,40	1300
650	0,00154	0,77	141	0,90	258	1,02	422	1,14	639	1,24	913	1,34	1249
700	0,00143	0,74	136	0,87	249	0,98	407	1,09	615	1,20	879	1,29	1204
750	0,00133	0,71	131	0,83	240	0,95	393	1,06	594	1,16	850	1,25	1163
800	0,00125	0,69	127	0,81	233	0,92	380	1,02	576	1,12	823	1,21	1126
850	0,00117	0,67	124	0,78	225	0,89	369	0,99	558	1,09	798	1,17	1093
900	0,00111	0,65	120	0,77	220	0,87	359	0,96	543	1,06	775	1,14	1062
950	0,00105	0,63	117	0,75	213	0,85	349	0,94	528	1,03	755	1,11	1033
1000	0,00100	0,62	114	0,73	209	0,82	340	0,92	515	1,00	736	1,08	1007
1100	0,00091	0,59	109	0,69	199	0,79	324	0,87	491	0,95	701	1,03	960
1200	0,00083	0,56	104	0,66	191	0,75	310	0,84	470	0,91	672	0,99	919
1300	0,00077	0,54	100	0,63	183	0,72	298	0,80	451	0,88	645	0,95	883
1400	0,00071	0,52	96	0,61	175	0,70	287	0,77	435	0,85	622	0,92	851
1500	0,00066	0,50	93	0,59	169	0,67	278	0,75	420	0,82	601	0,88	822
1600	0,00062	0,49	90	0,57	164	0,65	269	0,72	407	0,79	582	0,86	796
1700	0,00059	0,48	87	0,56	160	0,63	261	0,70	395	0,77	564	0,83	772
1800	0,00056	0,46	85	0,55	156	0,61	253	0,68	384	0,75	548	0,81	751
1900	0,00053	0,45	83	0,53	151	0,60	247	0,66	373	0,73	534	0,79	731
2000	0,00050	0,44	81	0,52	147	0,58	240	0,65	364	0,71	520	0,77	712

Eipprofile.

$m = 0,25.$

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
50	5,20	5969	5,84	9678	6,47	14553	7,05	20716	7,59	28228	8,10	37229
60	4,74	5449	5,34	8835	5,90	13285	6,43	18911	6,93	25768	7,40	33985
70	4,39	5045	4,95	8179	5,46	12299	5,96	17508	6,41	23857	6,85	31464
80	4,11	4719	4,63	7651	5,11	11505	5,57	16378	6,00	22316	6,41	29432
90	3,87	4449	4,36	7213	4,82	10847	5,25	15441	5,65	21040	6,04	27748
100	3,68	4221	4,14	6843	4,57	10290	4,98	14649	5,36	19960	5,73	26324
125	3,29	3775	3,70	6121	4,09	9204	4,46	13102	4,80	17853	5,13	23545
150	3,00	3446	3,38	5587	3,73	8402	4,07	11960	4,38	16297	4,68	21494
175	2,78	3190	3,13	5173	3,46	7779	3,77	11073	4,05	15088	4,33	19899
200	2,60	2984	2,93	4839	3,23	7276	3,52	10358	3,79	14114	4,05	18614
225	2,45	2814	2,76	4562	3,05	6860	3,32	9766	3,58	13306	3,82	17549
250	2,32	2669	2,62	4328	2,89	6508	3,15	9264	3,39	12624	3,62	16649
275	2,22	2545	2,50	4126	2,76	6205	3,00	8833	3,23	12036	3,46	15874
300	2,12	2437	2,39	3951	2,64	5941	2,88	8457	3,10	11524	3,31	15198
325	2,04	2341	2,30	3796	2,54	5708	2,76	8125	2,98	11072	3,18	14602
350	1,96	2256	2,21	3658	2,44	5500	2,66	7830	2,87	10669	3,06	14071
375	1,90	2179	2,14	3534	2,36	5314	2,57	7564	2,77	10307	2,96	13594
400	1,84	2110	2,07	3421	2,29	5145	2,49	7324	2,68	9980	2,87	13162
425	1,78	2047	2,01	3319	2,22	4991	2,42	7105	2,60	9682	2,78	12769
450	1,73	1989	1,95	3226	2,16	4851	2,35	6905	2,53	9409	2,70	12409
475	1,69	1936	1,90	3140	2,10	4721	2,29	6721	2,46	9158	2,63	12078
500	1,64	1887	1,85	3060	2,04	4602	2,23	6551	2,40	8926	2,56	11772
550	1,57	1799	1,76	2918	1,95	4387	2,12	6246	2,29	8511	2,44	11225
600	1,50	1723	1,69	2793	1,87	4201	2,03	5980	2,19	8148	2,34	10747
650	1,44	1655	1,62	2684	1,79	4036	1,95	5745	2,10	7829	2,25	10325
700	1,39	1595	1,56	2586	1,73	3889	1,88	5536	2,03	7544	2,17	9949
750	1,34	1541	1,51	2498	1,67	3757	1,82	5349	1,96	7288	2,09	9612
800	1,30	1492	1,46	2419	1,62	3638	1,76	5179	1,90	7057	2,03	9307
850	1,26	1447	1,42	2347	1,57	3529	1,71	5024	1,84	6846	1,97	9029
900	1,23	1407	1,38	2281	1,52	3430	1,66	4883	1,79	6653	1,91	8775
950	1,19	1369	1,34	2220	1,48	3338	1,62	4752	1,74	6476	1,86	8540
1000	1,16	1334	1,31	2164	1,45	3254	1,58	4632	1,70	6312	1,81	8324
1100	1,11	1272	1,25	2063	1,38	3102	1,50	4416	1,62	6018	1,73	7937
1200	1,06	1218	1,19	1975	1,32	2970	1,44	4228	1,55	5762	1,65	7599
1300	1,02	1170	1,15	1898	1,27	2854	1,38	4062	1,49	5536	1,59	7301
1400	0,98	1128	1,11	1829	1,22	2750	1,33	3915	1,43	5334	1,53	7035
1500	0,95	1089	1,07	1767	1,18	2657	1,29	3782	1,39	5153	1,48	6797
1600	0,92	1055	1,03	1710	1,14	2572	1,25	3662	1,34	4990	1,43	6581
1700	0,89	1023	1,00	1659	1,11	2495	1,21	3552	1,30	4841	1,39	6384
1800	0,87	994	0,98	1613	1,08	2425	0,17	3452	1,26	4704	1,35	6204
1900	0,84	968	0,95	1570	1,05	2360	1,14	3360	1,23	4579	1,31	6039
2000	0,82	943	0,93	1530	1,02	2301	1,11	3275	1,20	4463	1,28	5886

Tabelle XXI.

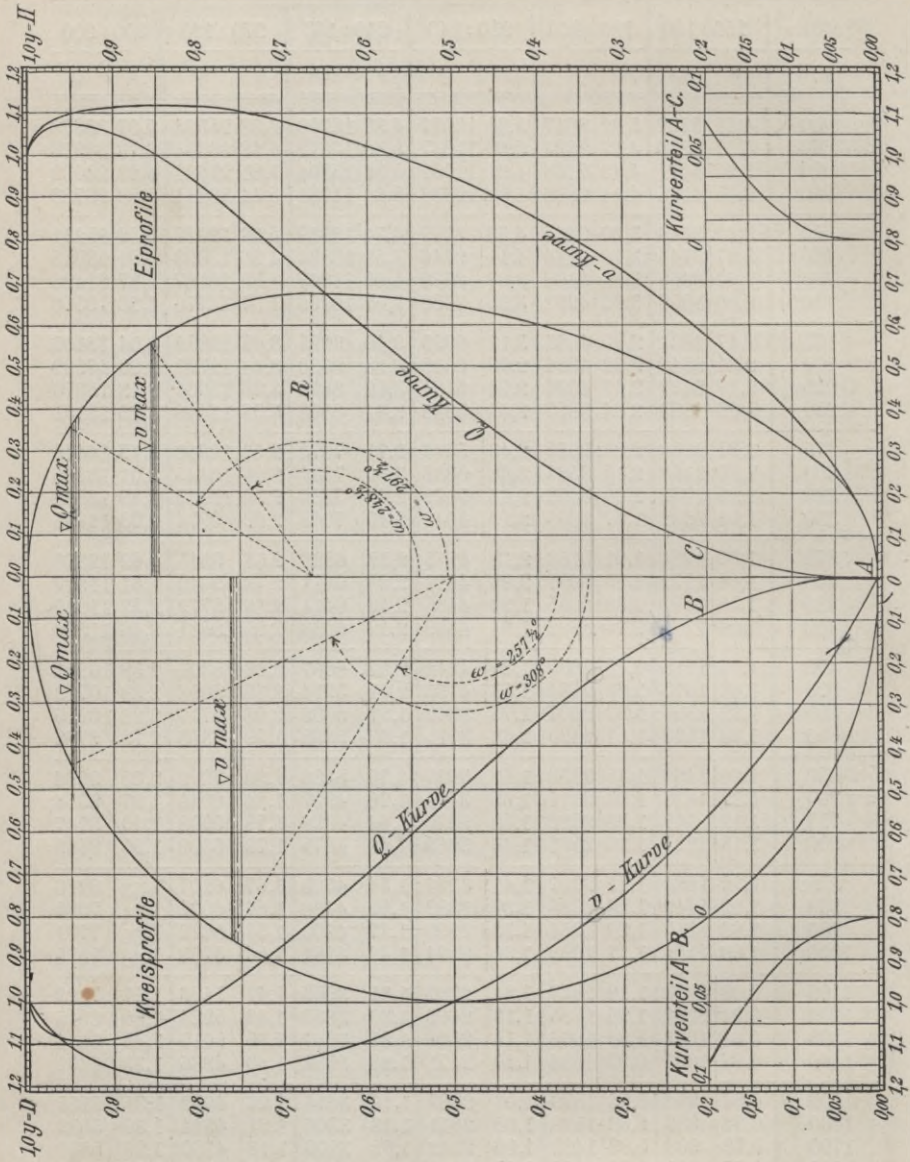
Volllaufende

Gefälle	Profil	60 : 40		75 : 50		90 : 60		105 : 70		120 : 80		135 : 90	
		α	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
1:													
50	0,02000	2,36	436	2,81	806	3,20	1324	3,58	2015	3,94	2896	4,28	3983
60	0,01667	2,16	398	2,56	734	2,92	1209	3,27	1840	3,60	2644	3,91	3635
70	0,01429	2,00	369	2,38	680	2,70	1119	3,03	1704	3,33	2448	3,61	3366
80	0,01250	1,87	345	2,21	636	2,53	1047	2,84	1594	3,11	2289	3,38	3148
90	0,01111	1,77	325	2,09	600	2,39	987	2,67	1503	2,94	2158	3,19	2969
100	0,01000	1,68	308	1,98	569	2,27	937	2,53	1426	2,79	2047	3,03	2816
125	0,00800	1,50	275	1,77	509	2,03	837	2,27	1275	2,49	1832	2,70	2519
150	0,00667	1,37	252	1,62	465	1,85	764	2,07	1164	2,28	1672	2,47	2299
175	0,00571	1,27	233	1,49	430	1,71	708	1,92	1077	2,10	1548	2,29	2123
200	0,00500	1,20	218	1,41	402	1,60	662	1,79	1008	1,97	1448	2,14	1991
225	0,00444	1,12	205	1,32	379	1,51	624	1,69	950	1,86	1365	2,01	1877
250	0,00400	1,06	195	1,25	359	1,43	597	1,60	901	1,76	1295	1,92	1781
275	0,00364	1,01	186	1,21	343	1,37	564	1,53	859	1,68	1234	1,83	1698
300	0,00333	0,97	178	1,15	328	1,30	540	1,46	823	1,61	1182	1,75	1625
325	0,00308	0,93	171	1,10	316	1,26	519	1,41	790	1,55	1136	1,68	1562
350	0,00286	0,91	165	1,05	304	1,21	500	1,36	761	1,49	1094	1,62	1505
375	0,00267	0,86	159	1,03	294	1,17	484	1,30	736	1,44	1057	1,56	1454
400	0,00250	0,84	154	0,99	284	1,13	468	1,27	712	1,39	1023	1,51	1408
425	0,00235	0,81	150	0,96	276	1,10	454	1,23	691	1,35	993	1,47	1366
450	0,00222	0,79	145	0,93	268	1,07	441	1,19	665	1,31	965	1,42	1328
475	0,00210	0,77	141	0,91	260	1,04	430	1,16	654	1,28	940	1,39	1292
500	0,00200	0,75	138	0,89	255	1,02	418	1,13	637	1,25	916	1,35	1260
550	0,00182	0,72	132	0,85	243	0,96	399	1,08	607	1,19	873	1,29	1200
600	0,00167	0,68	126	0,81	232	0,92	382	1,03	582	1,13	836	1,24	1149
650	0,00154	0,66	121	0,78	223	0,89	367	1,00	559	1,09	803	1,18	1104
700	0,00143	0,63	116	0,75	215	0,85	354	0,95	538	1,05	773	1,14	1064
750	0,00133	0,61	112	0,72	207	0,83	342	0,93	520	1,02	748	1,10	1028
800	0,00125	0,59	109	0,70	201	0,80	330	0,89	504	0,98	724	1,07	995
850	0,00117	0,57	106	0,67	194	0,77	321	0,87	488	0,96	702	1,03	966
900	0,00111	0,56	103	0,66	190	0,76	312	0,84	475	0,93	682	1,01	939
950	0,00105	0,54	100	0,65	184	0,74	303	0,82	462	0,91	664	0,98	913
1000	0,00100	0,53	97	0,63	180	0,71	296	0,81	451	0,88	647	0,95	890
1100	0,00091	0,50	93	0,60	172	0,69	282	0,76	430	0,84	617	0,91	848
1200	0,00083	0,48	89	0,57	163	0,65	270	0,73	411	0,80	591	0,87	812
1300	0,00077	0,46	85	0,54	158	0,63	259	0,70	395	0,77	567	0,84	780
1400	0,00071	0,44	82	0,53	151	0,61	250	0,67	381	0,75	547	0,81	752
1500	0,00066	0,43	80	0,51	146	0,58	242	0,66	367	0,72	529	0,78	726
1600	0,00062	0,42	77	0,49	142	0,56	234	0,63	356	0,69	512	0,76	703
1700	0,00059	0,41	74	0,48	138	0,55	227	0,61	346	0,68	496	0,73	682
1800	0,00056	0,39	73	0,47	135	0,53	220	0,59	336	0,66	482	0,72	664
1900	0,00053	0,38	71	0,46	130	0,52	215	0,58	326	0,64	470	0,70	646
2000	0,00050	0,37	69	0,45	127	0,50	209	0,57	318	0,62	457	0,68	629

Eiprofile.

$m = 0,35.$

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
1:												
50	4,61	5297	5,22	8647	5,81	13077	6,36	18700	6,88	25594	7,37	33878
60	4,21	4836	4,77	7894	5,30	11937	5,80	17071	6,28	23364	6,73	30926
70	3,90	4477	4,42	7308	4,91	11051	5,38	15804	5,81	21631	6,23	28632
80	3,65	4188	4,14	6836	4,59	10338	5,03	14784	5,44	20234	5,83	26783
90	3,43	3948	3,90	6445	4,33	9777	4,74	13939	5,12	19077	5,50	25251
100	3,27	3746	3,70	6114	4,11	9246	4,50	13224	4,86	18098	5,21	23955
125	2,92	3350	3,31	5469	3,67	8270	4,03	11827	4,35	16187	4,67	21426
150	2,66	3058	3,02	4992	3,35	7550	3,67	10796	3,97	14776	4,26	19560
175	2,47	2831	2,80	4622	3,11	6990	3,40	9955	3,67	13680	3,94	18108
200	2,31	2648	2,62	4324	2,90	6538	3,18	9350	3,44	12797	3,69	16939
225	2,17	2497	2,47	4076	2,74	6164	3,00	8816	3,25	12064	3,48	15970
250	2,06	2369	2,34	3867	2,60	5848	2,84	8363	3,07	11446	3,29	15151
275	1,97	2258	2,23	3687	2,48	5576	2,71	7973	2,93	10913	3,15	14445
300	1,88	2163	2,13	3530	2,38	5338	2,60	7634	2,81	10449	3,01	13830
325	1,81	2077	2,05	3392	2,28	5129	2,49	7334	2,70	10039	2,89	13288
350	1,74	2002	1,97	3268	2,19	4942	2,40	7068	2,60	9674	2,78	12805
375	1,69	1934	1,91	3158	2,12	4775	2,32	6828	2,51	9345	2,69	12370
400	1,63	1872	1,85	3057	2,06	4623	2,25	6611	2,43	9049	2,61	11977
425	1,58	1817	1,80	2965	1,99	4485	2,18	6414	2,36	8779	2,53	11620
450	1,54	1765	1,74	2882	1,94	4359	2,12	6233	2,29	8531	2,46	11292
475	1,50	1718	1,70	2805	1,89	4242	2,07	6067	2,23	8304	2,39	10991
500	1,46	1675	1,65	2734	1,83	4135	2,01	5914	2,18	8093	2,33	10712
550	1,39	1596	1,57	2607	1,75	3942	1,91	5638	2,08	7717	2,22	10215
600	1,33	1529	1,51	2495	1,68	3775	1,83	5398	1,99	7388	2,13	9778
650	1,28	1469	1,45	2398	1,61	3627	1,76	5186	1,90	7099	2,05	9396
700	1,23	1415	1,39	2311	1,55	3494	1,70	4997	1,84	6840	1,97	9054
750	1,19	1367	1,35	2232	1,50	3376	1,64	4828	1,78	6608	1,90	8747
800	1,15	1324	1,30	2161	1,46	3269	1,59	4675	1,72	6399	1,85	8469
850	1,12	1284	1,27	2097	1,41	3171	1,54	4535	1,67	6207	1,63	8216
900	1,09	1249	1,23	2038	1,37	3082	1,50	4408	1,62	6032	1,74	7985
950	1,06	1215	1,20	1984	1,33	2999	1,47	4290	1,58	5872	1,69	7771
1000	1,03	1184	1,17	1933	1,30	2924	1,43	4181	1,54	5723	1,65	7575
1100	0,99	1129	1,12	1843	1,24	2787	1,35	3986	1,47	5456	1,57	7223
1200	0,94	1081	1,06	1765	1,19	2669	1,30	3817	1,40	5224	1,50	6915
1300	0,91	1038	1,03	1696	1,14	2561	1,25	3667	1,35	5019	1,45	6644
1400	0,87	1001	0,99	1634	1,10	2471	1,20	3534	1,30	4836	1,39	6402
1500	0,84	966	0,96	1579	1,06	2387	1,16	3414	1,26	4672	1,35	6185
1600	0,82	936	0,92	1528	1,02	2311	1,13	3306	1,21	4524	1,30	5989
1700	0,79	908	0,89	1482	1,00	2242	1,09	3206	1,18	4389	1,26	5809
1800	0,77	882	0,86	1441	0,97	2179	1,06	3116	1,14	4265	1,23	5646
1900	0,74	859	0,85	1403	0,94	2121	1,03	3033	1,11	4152	1,19	5495
2000	0,73	837	0,89	1367	0,92	2068	1,00	2956	1,09	4047	1,16	5356



Darstellung
von
 Q und v
in Funktion
der
Fülltiefe.

Fig. 9.

Siehe auch
innere
hintere
Deckelseite.

5. Beziehungen zwischen Durchmesser, Geschwindigkeit und Fördermenge.

a) α konstant, D variabel. In manchen Fällen möchte man, auch ohne das Gefälle einer Leitung zu kennen oder zu berücksichtigen, wissen, wie sich die Fördermengen verschiedener Durchmesser verhalten.

Aus Gleichung 28 erhält man für zwei verschiedene Durchmesser bei gleichem Gefälle:

$$\lambda_2 \cdot \frac{Q_2^2}{D_2^5} = \lambda_1 \cdot \frac{Q_1^2}{D_1^5}, \text{ woraus } Q_2 = \sqrt{\frac{\lambda_1}{\lambda_2}} \cdot \left[\frac{D_2}{D_1} \right]^{5/2} \cdot Q_1.$$

Nimmt man nun an, das Kreisprofil $D_1 = 100$ mm liefere $Q_1 = 10$ Einheiten, so erhält man mit $m = 0,25$, also $\lambda_1 = 0,00432$ nach Ausrechnung der Zahlenwerte:

$$37 \quad Q_2 = 207,845 \sqrt{\frac{D_2^5}{\lambda_2}}$$

Nach dieser Formel ist Tabelle XXII berechnet.

Beispiel. $D_1 = 200$ gibt bei einem bestimmten Gefälle $Q_1 = 37$ sl. Wieviel geben unter denselben Verhältnissen $D_2 = 225$ bzw. $D_2 = 300$? Mit dem Rechenschieber erhält man:

$$D_2 = 225 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{95,4}{68,9} = 51,3 \text{ sl ,}$$

$$D_2 = 300 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{228,9}{68,9} = 113 \text{ sl .}$$

Tabelle XVI gibt 51,3 bzw. 113 sl.

Tabelle XXII.

$m = 0,25.$

D mm	Verhältnis- zahlen	D mm	Verhältnis- zahlen	D mm	Verhältnis- zahlen
40*	0,7465	225	95,4133	500	845,2433
50	1,4100	250	127,5337	550	1093,7220
60	2,3665	275	165,7418	600	1383,1877
70	3,6616	300	210,3184	650	1716,0515
80	5,3383	325	261,6561	700	2094,6619
90	7,4377	350	320,5801	750	2520,7742
100	10,0000	375	386,9450	800	2997,1249
125	18,7194	400	461,3120	900	4107,4329
150	31,0458	425	543,9096	1000	5441,3821
175	47,6402	450	635,2782	1100	7014,1452
200	68,9360	475	735,6050	1200	8840,2714

* Vgl. die Bemerkungen über kleine Durchmesser unter II, 1. S. 19.

b) α variabel, D konstant. Aus 28 folgt mit $D =$ konstant, also $\lambda =$ konstant

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{\alpha_2}{\alpha_1}}, \quad \text{ebenso ist}$$

$$v_2 = v_1 \sqrt{\frac{\alpha_2}{\alpha_1}}$$

Setzt man hier $\alpha_1 = 0,01$, so erhält man:

$$38 \left\{ \begin{array}{l} Q_2 = (10 \cdot \sqrt{\alpha_2}) \cdot Q_1 \\ v_2 = (10 \cdot \sqrt{\alpha_2}) \cdot v_1 \end{array} \right.$$

Kennt man also die dem Wert $\alpha_1 = 0,01$ entsprechenden Werte Q_1 und v_1 der verschiedenen Profile, so erhält man die einem Gefälle α_2 entsprechenden Werte Q_2 und v_2 durch Multiplikation von Q_1 und v_1 mit dem Faktor $10 \cdot \sqrt{\alpha_2}$.

Dieselben Ausdrücke erhält man aus 30 mit $H =$ konst., also $\mu =$ konst. für das normale Eiprofil.

Tabelle XXIII. Tafel der $\sqrt{\alpha}$.

Gefälle α		$\sqrt{\alpha}$	Gefälle α		$\sqrt{\alpha}$	Gefälle α		$\sqrt{\alpha}$
1 : n	0, . . .		1 : n	0, . . .		1 : n	0, . . .	
1 : 10	0,10000	0,3162	200	0,00500	0,0707	750	0,00133	0,0365
15	0,06667	0,2582	225	0,00444	0,0666	800	0,00125	0,0354
20	0,05000	0,2236	250	0,00400	0,0632	850	0,00117	0,0342
25	0,04000	0,2000	275	0,00364	0,0603	900	0,00111	0,0333
30	0,03333	0,1825	300	0,00333	0,0577	950	0,00105	0,0324
35	0,02857	0,1690	325	0,00308	0,0555	1000	0,00100	0,0316
40	0,02500	0,1581	350	0,00286	0,0535	1100	0,00091	0,0302
45	0,02222	0,1491	375	0,00267	0,0517	1200	0,00083	0,0288
50	0,02000	0,1414	400	0,00250	0,0500	1300	0,00077	0,0277
60	0,01667	0,1291	425	0,00235	0,0485	1400	0,00071	0,0266
70	0,01429	0,1195	450	0,00222	0,0471	1500	0,00066	0,0257
80	0,01250	0,1118	475	0,00210	0,0458	1600	0,00062	0,0249
90	0,01111	0,1054	500	0,00200	0,0447	1700	0,00059	0,0245
100	0,01000	0,1000	550	0,00182	0,0427	1800	0,00056	0,0232
125	0,00800	0,0894	600	0,00167	0,0409	1900	0,00053	0,0230
150	0,00667	0,0817	650	0,00154	0,0392	2000	0,00050	0,0224
175	0,00571	0,0756	700	0,00143	0,0378	2500	0,00040	0,0200

6. Besondere Widerstände in Rohrleitungen.

Sie können ausgedrückt werden in der Form:

$$h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g}$$

und treten in der Regel auf:

1. beim Eintritt des Wassers in ein Rohr: ζ_1 ,
2. bei Krümmungen der Leitungen: ζ_2 ,
3. bei Querschnittsänderungen: ζ_3 . Hierbei ist zwischen allmählichen und plötzlichen Änderungen zu unterscheiden. Eine besondere Stellung nehmen Schieber und Ventile ein.

Im Verlauf solcher Berechnungen kann man auch den Widerstand im geraden Rohr in der obenstehenden Form ausdrücken wollen und dazu beispielsweise die Formel von H. Lang benutzen:

$$h_0 = \zeta_0 \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad \text{wobei} \quad \zeta_0 = \left[0,02 + \frac{0,004}{\sqrt{v}} \right] \frac{L}{D}$$

(NB. Werte für reine, glatte, gußeiserne Muffenrohre.)

ad. 1. Für ζ_1 variieren die Werte je nach der Form der Einlaufkante. Für die Werte selbst s. Hütte I.

ad. 2. Für Kniestücke vom Ablenkungswinkel φ ist

$$\zeta_2 = \sin^2 \frac{\varphi}{2} + \sin^4 \frac{\varphi}{2}$$

Für Bogenstücke vom Bogenradius r ist:

$$\zeta_2 = 0,13 + 0,16 \left(\frac{D}{r} \right)^{3,5}$$

ad. 3. Bei Schiebern treten stärkere Widerstände erst gegen das Ende der Schlußbewegung auf. Rückschlagventile erzeugen bei einem Ventildgewicht k (gemessen in der Flüssigkeit vom spezifischen Gewicht γ) eine Widerstandshöhe von mindestens:

$$h = \frac{4 \cdot k}{\gamma \cdot \pi \cdot D^2}$$

Zahlenwerte für Querschnittsänderungen s. Hütte I.

III. Die Geschwindigkeit in offenen Wasserläufen.

Gegen die Verwendung der Formeln mit Rauigkeitskoeffizienten bei den Berechnungen an offenen Wasserläufen, namentlich solchen mit starken Schwankungen im Wasserstand sind eine Reihe von Einwendungen zu erheben.

1. Alle Unregelmäßigkeiten im Wasserabfluß beeinflussen die Größe n in nicht zu übersehender Weise. Bei den Formeln ohne Rauigkeitskoeffizient äußern sich die Störungen wenigstens im meßbaren Gefälle.

2. Die Größe n ändert sich in unregelmäßiger nicht bestimmbarer Weise mit der Wassermenge bzw. der Wassertiefe. Versuche zeigen, daß n mit wachsender Tiefe meist zunimmt, doch sind auch schon Abnahmen beobachtet worden (vgl. Tabelle III).

3. Geringe Versehen in der Annahme von n haben große Änderungen für den Koeffizient k und damit die Größe v im Gefolge.

4. Es fehlt jeder Anhalt zur Berechnung des Koeffizienten n , seine Ermittlung durch Schätzung ist besonders bei nicht ganz landläufigen Profilen Zufallssache.

5. Die Form des Koeffizienten k namentlich in der Gleichung 6 ist für die Praxis äußerst unbequem.

Gegen die Verwendung des Profilradius speziell ist anzuführen:

6. Durch den Profilradius ist ein Gerinne nur ungenügend charakterisiert.

7. Die Anwendung des Profilradius verbietet sich von selbst bei allen irgendwie komplizierteren Profilen.

Diese Erwägungen werden mehr und mehr dazu führen, daß die Gleichungen mit Rauigkeitskoeffizienten nicht mehr zur Berechnung natürlicher, namentlich größerer Wasserläufe benützt werden. So hat das k. k. Hydrographische Zentralbureau in Wien die Verwendung der Kutterschen Formel bei hydrometrischen Arbeiten untersagt, mit Ausnahme derjenigen Fälle, wo es sich um die Berechnung von Zwischenpunkten der Abflußkurven von Wasserläufen handelt, oder wo die Werte n durch Messung von vornherein bekannt sind.

Es ist nun auch schon eine Reihe von Formeln veröffentlicht worden, welche den oben angeführten Erwägungen mehr oder

weniger zu entsprechen suchen. Am wichtigsten sind heute die Formeln des österreichischen Oberbaurats Siedek [38] und [39].

In den Siedekschen Formeln kommt der Profilradius nicht vor. Sind die Profile, namentlich in Bezug auf Gleichartigkeit der Wasserbewegung und Geschwindigkeit einigermaßen einheitlich, so ist eine Teilung auch bei komplizierten Profilen nicht notwendig.

Ein Rauigkeitskoeffizient wird nur für die Berechnung künstlicher Gerinne eingeführt, dabei ist die Annahme gemacht, daß er nur auf einem Teil des Wasserquerschnitts, einem sogenannten „Influenzstreifen F_i “ von 50 cm Breite, wirksam sei; der innerhalb dieses Wasserstreifens verbleibende Kern bleibe von der Reibung unberührt (vgl. S. 8 Anm.).

Wichtig für die Benützung der Siedekschen Formeln ist die Bestimmung des Spiegelgefälles. Siedek mißt es wenn möglich im Stromstrich, mindestens aber auf beiden Flußseiten. Dabei soll bei einer Flußbreite von über [unter] 10 m der obere Messungspunkt 2 Flußbreiten [20 m] oberhalb, der untere Messungspunkt 1 Flußbreite [10 m] unterhalb des zur Berechnung in Betracht kommenden Flußprofils liegen. Bei Flußkrümmungen müssen obige Entfernungen unter Umständen verkürzt werden.

An Formeln kommen in Betracht (vgl. Tab. XXIV):

$$39 \quad v_1 = \frac{T\sqrt{\alpha}}{\sqrt{B} \cdot \sqrt{0,001}},$$

wobei T die mittlere Wassertiefe, B die Spiegelbreite bedeutet. Für den Nenner dieses Bruchs, ferner für die weiter unten vorkommenden Größen T_n und α_n enthalten die beiden Siedekschen Schriften besondere Tabellen.

$$40 \quad v_2 = v_1 + \frac{T - T_n}{a} + \frac{\alpha - \alpha_n}{b(\alpha + \alpha_n)} + v_1 \frac{T_n - T}{c}$$

Die Werte von a , b und c finden sich in Tabelle XXVI.

$$41 \quad v_3 = v_2 + \frac{T_n - T}{\sqrt{B}}$$

F_i Fläche des von den Gerinnewandungen aus 0,5 m breiten Influenzstreifens.

F_k Fläche des verbleibenden Kerns.

$$42 \quad T_n = \sqrt{0,0175 \cdot B - 0,0125}$$

$$43 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{für } B \leq 10 \text{ m} \quad \alpha_n = 0,01165 - \sqrt{0,0000582 + 0,00000552 \cdot B} \\ 10 < B < 415 \text{ m} \quad \alpha_n = 0,0010222 - 0,00000222 \cdot B \\ B > 415 \text{ m} \quad \alpha_n = 0,0001 \end{array} \right.$$

Für künstliche Gerinne kam Siedek nicht ohne die Ein-

führung eines Widerstandskoeffizienten aus. Seine Werte finden sich in Tabelle XXV.

Siedek hat bei der Prüfung seiner Formeln gefunden, daß bei 266 [175] Flüssen von 10—100 m [100—1000 m] Breite seine berechneten Werte in 38 [59,4] % der Fälle bis auf 10 cm, in 67 [88,5] % bis auf 20 cm mit dem Resultat der (naturgemäß nie ganz genauen) Messung der mittleren Geschwindigkeit übereinstimmen.

Im folgenden sollen zur Orientierung noch einige andere Geschwindigkeitsformeln gegeben werden.

So lautet die Formel von Hermanek (Zeitschr. des Österr. Arch.- und Ing.-Vereins 1905):

$$50 \left\{ \begin{array}{ll} \text{für} & t \leq 1,5 \text{ m} & v = 30,7 t \sqrt{\alpha} \\ & 1,5 < t \leq 6 \text{ m} & v = 34 \sqrt[4]{t} \sqrt{t \cdot \alpha} \\ & t > 6 \text{ m} & v = (50,2 + 0,5 t) \sqrt{t \cdot \alpha} . \end{array} \right.$$

Berechtigte Einwände hiergegen s. Zeitschr. f. Gewässerkunde VII. Bd., S. 87.

C. Heßle veröffentlichte in der Zeitschrift für Gewässerkunde 1899, II. Bd., S. 20 ff. für „natürliche Gewässer“ die Formel:

$$51 \quad v = 25 (1 + 0,5 \sqrt{P}) \sqrt{P \alpha} .$$

Dabei ist 25 der Wert eines Koeffizienten, der „nach der Beschaffenheit des Betts wechselt“, aber für „natürliche Gewässer“ konstant sein soll.

Th. Christen gab in seiner „Translation des Wassers“ für geschiebeführende Flüsse die Gleichung:

$$52 \quad v = 6,307 \sqrt[3]{\frac{F}{B} \cdot \alpha} \sqrt[8]{B},$$

wobei B die Flußbreite bedeutet.

Die Formel von Matakimvicz (Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1905) endlich lautet:

$$53 \quad v = 34 \cdot t^n \cdot \alpha^m ,$$

wobei	bis $\alpha = 0,002$	$m = 0,50$
	0,0025	0,51
	0,0035	0,52
	0,0045	0,53

und für	$t < 1 \text{ m}$	$n = 1 - t$
	$t > 1 \text{ m}$	$n = 0,75$

Die Formel von Lavale findet sich Zeitschr. für Gewässerkunde, VIII. Bd., S. 10.

Siedeksche Formeln zur Berechnung der
Tabelle XXIV. mittleren Geschwindigkeit.

Art des Gerinnes	Wasser- spiegel	Mittlere Tiefe	Ist die Wasser- spiegelbreite kleiner oder größer als die 15 fache mittl. Tiefe?	Formeln	
Künstlich	Breite von 1—3 m	unter 1 m	—	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k \right] \cdot \frac{v_1}{F}$ 44	
		über 1 m	—	$v = \left[F_i \cdot w + F_k \right] \cdot \frac{v_1}{F}$ 45	
	Breite	unter 1 m	kleiner	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k \right] \cdot \frac{v_3}{F}$ 46	
			größer	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k \right] \cdot \frac{v_3}{F}$ 47	
	über 3 m	über 1 m	kleiner	$v = \left[F_i \cdot w + F_k \right] \cdot \frac{v_3}{F}$ 48	
			größer	$v = \left[F_i \cdot w + F_k \right] \cdot \frac{v_2}{F}$ 49	
	Natürlich	Breite von 1÷3 m	—	—	$v = v_1$
		Breite über 3 m	—	größer kleiner	$v = v_2$ $v = v_3$

Siedekscher Widerstandskoeffizient *w*
Tabelle XXV. für künstliche Gerinne.

No.	Art des benetzten Umfangs	<i>w</i>	
		bei rechteckigem Querschnitt unter 1,6 m Breite	in allen übrigen Fällen
1.	Quadern, sehr glatt	2,05	2,25
2.	Zement, sehr glatt	2,05	2,25
3.	Backstein, Sohle Zement, glatt	2,00	2,20
4.	Zement, gewöhnlich verputzt	1,80	2,00
5.	Backstein	1,45	1,65
6.	Holz, glatt gehobelt	1,70	1,90
7.	—, ungehobelt	1,40	1,60
8.	Bruchstein, gut behauen	1,20	1,40
9.	— einfach „	1,15	1,25
10.	— rau „	1,00	1,10
11.	— Sohle mit Kies	1,00	1,10

Siedekochkoeffizienten a , b , c .

Bei einer Tiefe T , wenn $T > T_n$, oder T_n , wenn $T_n > T$		a		Bei einem Gefälle		b		Bei einem Wert		c	
				α		wenn		$T_n - T$		wenn	
s. Gleichung 42		s. Gleichung 43		$\alpha < \alpha_n$ oder $\alpha < \alpha_n$		s. Gleichung 43		s. Gleichung 42		$\alpha > \alpha_n$ oder $\alpha < \alpha_n$	
von 0,0 bis 0,3 m	1	0,006 bis 0,005	6-5	—	—	—	—	—	—	—	—
" 0,3 " 0,5 "	1,5	0,005 "	5-4	—	—	—	—	—	—	—	—
" 0,5 " 1,0 "	2	0,004 "	4-3	5,0	—	—	—	—	—	—	—
" 1,0 " 1,5 "	3	0,003 "	3-2	5,0	+ 1,0 bis + 5,7 m	1	1	1	1	1	1
" 1,5 " 2,0 "	4	0,002 "	2-1	5,0	+ 0,7 bis + 0,5 "	2	2	2	2	2	0,75
" 2,0 " 2,5 "	6	0,001 "	1	5,0	+ 0,5 bis + 0,0 "	1	1	1	1	1	0,50
" 2,5 " 3,0 "	10	0,0009 "	1,5	5,0	0,0 bis - 1,0 "	10	10	10	10	10	10
" 3,0 " 3,5 "	15	0,0008 "	2,0	5,0	- 1,0 bis - 2,0 "	15	15	15	15	15	15
" 3,5 " 4,0 "	20	0,0007 "	2,5	5,0	unter - 2,0 "	20	20	20	20	20	20
" 4,0 " 4,5 "	30	0,0006 "	3,5	10,0	—	—	—	—	—	—	—
" 4,5 " 5,0 "	40	0,0005 "	4,5	∞	—	—	—	—	—	—	—
" 5,0 " 5,5 "	60	0,0004 "	6	∞	—	—	—	—	—	—	—
" 5,5 " 6,0 "	80	0,0003 "	8	∞	—	—	—	—	—	—	—
" 6,0 " 6,5 "	100	0,0002 "	10	∞	—	—	—	—	—	—	—
über 6,5 m	∞	unter 0,0001	∞	∞	—	—	—	—	—	—	—

Tab. XXVI.

IV. Geschwindigkeiten bei offenen und geschlossenen Profilen.

Die folgenden Zahlen können selbstverständlich nur zur allgemeinen Orientierung dienen.

1. Offene Gräben.

Soll das Niederfallen von Schwebestoffen vermieden werden, so ist erforderlichlich zum Transport von

leichtem Schlamm $v_{\min} = 0,30$ m

feinem Sand $v_{\min} = 0,60$ m.

Für die zulässigen grössten Wassergeschwindigkeiten in einem Profil kann man etwa folgende Annahmen machen, wenn es sich darum handelt, daß das Gerinne nicht angegriffen werde.

Tabelle XXVII. Geschwindigkeiten in offenen Gräben.

Material des Gerinnes	v_m
Schlammige Erde, Ton	0,2 — 0,3
Feiner Sand	0,3 — 0,5
Lehmiger Sand	0,4 — 0,6
Grober Sand, Kies	0,9 — 1,4
Grober Kies, steiniger Boden	1,2 — 1,8
Geschichteter Fels	1,5 — 2,5
Ungeschichteter, harter Fels	2,5 — 3,5

Ist eine größere Geschwindigkeit nicht zu umgehen, so müssen die Böschungen befestigt werden. Bei tonigen Sohlen genügt oft schon eine Kieslage. Oft kann nur die Erfahrung im einzelnen Fall die richtige Geschwindigkeitszahl geben.

Beziehungen zwischen v , v_0 und v_s .

Zwischen der mittleren Geschwindigkeit im Profil v , der mittleren Oberflächengeschwindigkeit v_0 und der mittleren Sohlengeschwindigkeit ist eine Reihe von Beziehungen aufgestellt worden.

Nach Lavale (Zeitschrift für Gewässerkunde, VIII. Bd., 1. Heft, S. 10) ist die Geschwindigkeit im Abstand t_x von der Sohle bei einer Gesamttiefe t in derselben Vertikalen

$$v_x = v_0 \sqrt[n]{\frac{t_x}{t}},$$

wobei $n = 1 + 4,80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_0}}$ wenn $\frac{t}{v_0} > 2,5$

bezw. $n = 0,818 \sqrt[4]{\frac{t}{v_0}} \cdot \left(1 + 4,80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_0}}\right)$ wenn $\frac{t}{v_0} > 2,5$.

Nach neueren Untersuchungen jedoch (Handb. d. Ing. Wiss., III. Teil, 4. Aufl., I. Bd., 2. Lief., S. 474 f.) soll zwischen v und v_0 bezw. v_s kein Verhältnis, sondern nur ein vom Spiegelgefälle abhängiger Geschwindigkeitsunterschied bestehen.

Als ungefähre Werte der mittleren Geschwindigkeit in einer beliebigen Vertikalen kann man bei regelmäßigen Profilen von der Wassertiefe t annehmen:

$$55 \quad v = 0,82 v_0 \text{ bis } 0,85 \cdot v_0.$$

Der Faktor schwankt zwischen 0,5 und 0,97! Dabei herrscht v etwa in der Tiefe $0,63 \cdot t$ unter dem Wasserspiegel. Die Sohlengeschwindigkeit schwankt zwischen

$$56 \quad v_s = 0,25 \cdot v_0 \text{ und } v_s = 0,75 \cdot v_0.$$

Die mittlere Geschwindigkeit in einem ganzen Profil kann zu etwa 70% der größten Oberflächengeschwindigkeit angenommen werden. In wichtigeren Fällen sind stets Messungen erforderlich.

2. Wasserkraftanlagen.

Als Geschwindigkeit in Druckrohrleitungen wählt man 1 bis 2 ja 3 m und mehr. In Holzgerinnen geht man bis 2,5 m. Beim Einlauf in die Turbinen soll $v = 0,50$ m nicht überschritten werden.

3. Wasserversorgung.

In der Regel läßt man der Stöße wegen die Geschwindigkeit nicht über 1,0 m steigen. Mehr als 2—2,5 m kommt kaum vor.

In Saug- und Heberleitungen rechnet man mit $v = 0,7—1,0$ m.

Die wirtschaftliche Geschwindigkeit in Druckleitungen kann angenommen werden zu 0,5—0,7 m.

4. Städtekanalisation.

Bei ganzer Füllung der Profile rechnet man im allgemeinen mit:

$v_{\min} = 0,80$ m, da bei kleineren Geschwindigkeiten die Sinkstoffe nicht mitgeführt werden.

$v_{\max} = 3,00$ m, damit das Material der Kanäle nicht zu stark angegriffen wird, jedoch kommen Geschwindigkeiten bis über 6 m vereinzelt vor. Zementröhren mittlerer Güte werden auch bei reinem Wasser und Geschwindigkeiten über etwa 80 cm in 10—12 Jahren sicher zerstört, schon die kleinste Menge Sand, welche Wasser mit sich führt, beschleunigt diese Zerstörung (also auch bei sonst reinen Quellwässern).

Grenzefälle bei städtischen Kanälen

Tabelle XXVIII.

für $e_{\min} = 0,80$ bzw. $e_{\max} = 3,00$ m bei ganzer Füllung und $m = 0,25$ bzw. $m = 0,35$.

v		I. Kreisprofile.															
		$D =$	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400			
0,8	0,25	0,01140	0,00896	0,00705	0,00574	0,00480	0,00410	0,00355	0,00312	0,00278	0,00249	0,00225	0,00205				
	0,35	0,01819	0,01345	0,01046	0,00842	0,00697	0,00590	0,00507	0,00443	0,00391	0,00349	0,00314	0,00284				
3,0	0,25	0,16031	0,12597	0,09911	0,08074	0,06751	0,05750	0,04993	0,04392	0,03908	0,03501	0,03168	0,02886				
	0,35	0,25579	0,18913	0,14705	0,11843	0,09804	0,08294	0,07134	0,06228	0,05504	0,04902	0,04408	0,03994				
$D =$		425	450	475	500	525	550	575	600	650	700	750	800				
0,8	0,25	0,00188	0,00173	0,00161	0,00149	0,00139	0,00131	0,00123	0,00116	0,00103	0,00093	0,00085	0,00078				
	0,35	0,00259	0,00238	0,00219	0,00203	0,00189	0,00176	0,00165	0,00155	0,00138	0,00123	0,00111	0,00102				
3,0	0,25	0,02645	0,02437	0,02257	0,02098	0,01959	0,01835	0,01724	0,01624	0,01454	0,01312	0,01194	0,01094				
	0,35	0,03643	0,03341	0,03078	0,02850	0,02651	0,02474	0,02316	0,02174	0,01933	0,01735	0,01562	0,01430				
v		II. Normale Eipprofile.															
Profil		$\frac{60}{40}$	$\frac{75}{50}$	$\frac{90}{60}$	$\frac{105}{70}$	$\frac{120}{80}$	$\frac{135}{90}$	$\frac{150}{100}$	$\frac{180}{120}$	$\frac{210}{140}$	$\frac{240}{140}$	$\frac{270}{180}$	$\frac{300}{200}$				
0,80	0,25	0,00166	0,00121	0,00940	0,00076	0,00064	0,00054	0,00047	—	—	—	—	—				
	0,35	0,00233	0,00159	0,00124	0,00100	0,00083	0,00070	0,00060	0,00047	—	—	—	—				
3,00	0,25	0,02339	0,01707	0,01322	0,01076	0,00900	0,00765	0,00665	0,00525	0,00431	0,00364	0,00313	0,00274				
	0,35	0,03272	0,02340	0,01749	0,01404	0,01163	0,00979	0,00845	0,00657	0,00532	0,00446	0,00381	0,00331				

V. Ausfluß durch Öffnungen und Überfälle.

1. Allgemeines.

Befindet sich in der Tiefe h unter dem unveränderlichen Wasserspiegel eines großen Gefäßes in einer vertikalen Wand eine kleine Öffnung vom Querschnitt F , so sind bekanntlich die theoretischen Werte der Austrittsgeschwindigkeit und der Wassermenge:

$$v = \sqrt{2gh} \quad \text{und} \quad Q = F \cdot v = F \cdot \sqrt{2gh}.$$

Für größere rechteckige Öffnungen mit der Breite b und der Höhe $h_1 - h_2 = a$ erhält man:

$$57 \quad Q = \frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2g} [h_1^{3/2} - h_2^{3/2}]$$

wenn h_1 und h_2 der Abstand der unteren bezw. oberen Öffnungskante vom Wasserspiegel ist. Mit $h_2 = 0$, d. h. für eine Überfallsschwelle folgt hieraus

$$57a \quad Q = \frac{2}{3} b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_1^{3/2}.$$

Die tatsächlich austretende Wassermenge ist stets kleiner als die vorstehenden Gleichungen ergeben, weil die tatsächliche Geschwindigkeit die theoretische nicht erreicht und weil das Wasser nicht den ganzen Querschnitt der Öffnung oder des Überfalls ausfüllt (Geschwindigkeitskoeffizient und Kontraktionskoeffizient). Beiden Umständen wird Rechnung getragen durch Einführung eines Ausflußkoeffizienten μ , so daß man aus den obenstehenden Gleichungen erhält:

Für kleine Öffnungen:

$$58a \quad Q = \mu \cdot F \sqrt{2gh}.$$

Für größere rechteckige Öffnungen:

$$58b \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}).$$

Für Überfälle $h_1 = h$ (Überfallhöhe):

$$58c \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}.$$

Außer den erwähnten Umständen sind von praktischem Einfluß auf die Größe Q und werden in μ berücksichtigt:

1. Die Gestalt der Überfallkante: Scharfe Kanten geben kleinere μ als abgerundete (NB! rechteckige und geschweifte Wehrquerschnitte).

2. Die Überfallhöhe h : μ nimmt zu mit wachsendem h .

3. Die Zuflußgeschwindigkeit c : μ nimmt mit c zu. Bei Versuchen sucht man c möglichst klein zu halten.

4. Etwaige Seitenkontraktion; Überfälle mit Seitenkontraktion zeigen vergleichsweise kleinere μ als solche ohne Seitenkontraktion.

5. Die Überfalllänge b bei vorhandener Seitenkontraktion: μ wächst mit b , anfangs schnell, dann langsamer, nach dem Gesetz der gleichseitigen Hyperbel.

6. Die Form des Strahls: Ist μ der Koeffizient des freien Strahls, so ist er bei anliegendem Strahl nach Flamant [11] S. 109:

$$\mu' = \left(0,878 + 0,128 \frac{w}{h}\right) \mu \quad (\text{für } w \text{ vgl. Punkt 8}).$$

7. Die Stellung des Wehrs zur Gerinneachse, vgl. [1] S. 76—79.

8. Die Höhe w der Überfallkante über der Gerinnesohle (vgl. die Formel von Bazin 73).

Der Wert des Koeffizienten μ schwankt etwa zwischen 0,58 und 0,68. Auf Grund vieler Versuche verwendet man oft einen Mittelwert:

$$\mu = 0,62$$

Bei wichtigen Anlagen wird man versuchen, eine direkte Bestimmung der Beziehung zwischen Q und h auszuführen.

Wenn die Kontraktion sich nicht „vollständig“ über den ganzen Umfang des Wasserquerschnitts einer Öffnung erstreckt, sondern nur eine partielle ist, z. B. wenn eine Seite der Öffnung durch die Gerinnesohle gebildet wird, so hat man bei rechteckigen Öffnungen schon vorgeschlagen, ein statt μ anzuwendendes angenähertes μ' zu berechnen aus der Formel von Bidone:

$$\mu' = \mu (1 + 0,155 \cdot n),$$

wobei n das Verhältnis: „Umfangsteil, an dem keine Kontraktion stattfindet, dividiert durch ganzen Umfang“ bedeutet [11], S. 62. Diese Formel könnte bei Grundablässen usw. Verwendung finden.

Ist die mittlere Zuflußgeschwindigkeit c zu der Öffnung oder in dem Gerinne beträchtlich, so geht h über in $h + \alpha \frac{c^2}{2g}$. Der Wert α wächst mit steigendem w und nimmt ab mit zunehmendem h , vielfach wird es konstant gleich 1,5 gesetzt (s. auch [11] S. 97 f. oder [1] S. 50 ff.). Damit gehen die Gleichungen 58b und 58c über in:

$$59 \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(h_2 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

und

$$60a \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh} \left(1 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \quad \text{oder mit } h_2 = 0$$

aus der vorhergehenden Formel:

$$60b \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right].$$

In Gl. 60b setzt man, wie in Gl. 87, vielfach $\alpha = 1$ und erhält mit Vernachlässigung des kleinen Gliedes $\frac{c^2}{2g}$ (vgl. Gl. 71).

$$60c \quad Q = {}^{2/3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[h_1 + \frac{c^2}{2g} \right]^{3/2}.$$

2. Ausflußformeln für rechteckige Öffnungen.

Mit $\mu = 0,62$ $\sqrt{2g} = 4,429$ wird

$$\mu \sqrt{2g} = 2,75 \quad {}^{2/3} \mu \sqrt{2g} = 1,83$$

und man erhält unter Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit c folgende Beziehungen:

1. Fall. Öffnung frei über dem Unterwasser.

$$61 \quad Q = {}^{2/3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(h_2 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

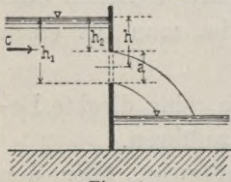


Fig. 10.

woraus mit $c = 0$

$$62 \quad Q = 1,83 \cdot b (h_1^{3/2} - h_2^{3/2})$$

oder wenn a genügend klein, nach Gleichung

$$58c \quad \left\{ \begin{array}{l} Q = 2,75 \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{h} \\ 63 \quad v = 2,75 \cdot \sqrt{h} = \frac{Q}{a \cdot b} \end{array} \right.$$

2. Fall. Öffnung ganz im Unterwasser.

$$64 \quad Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \left[c_1 + \sqrt{2g \cdot \left(h + \alpha \frac{c^2 - c_1^2}{2g} \right)} \right]$$

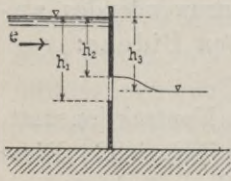


Fig. 11.

μ ist in diesem Fall streng genommen ein anderes als im Fall 1. Setzt man jedoch: $c = 0$, $c_1 = 0$ und $\mu = 0,62$, so kommt:

$$65 \quad \left\{ \begin{array}{l} Q = 2,72 \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{h} \\ v = \frac{Q}{a \cdot b} \end{array} \right.$$

3. Fall. Öffnung teilweise im Unterwasser.

$$66 \quad \left\{ \begin{array}{l} Q = {}^{2/3} \mu b \sqrt{2g} \left[\left(h_3 + \alpha \cdot \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(h_2 + \alpha \cdot \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + \\ \mu_1 (h_1 - h_3) b \sqrt{2g \left(h_3 + \alpha \frac{c^2}{2g} \right)} \end{array} \right.$$

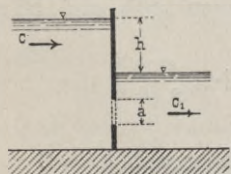


Fig. 12.

woraus mit $c = 0$ und $\mu = \mu_1 = 0,62$

$$67 \quad \left\{ \begin{array}{l} Q = 2,75 b [0,67 (h_3^{3/2} - h_2^{3/2}) + \\ (h_1 - h_3) \sqrt{h_3}] \\ v = \frac{Q}{(h_1 - h_2) b} \end{array} \right.$$

Für Fall 2 und 3 hat Wex [44] Formeln gegeben. In Fall 3 ist dabei auch die Nachsaugung berücksichtigt, welche das abfließende Unterwasser auf das Oberwasser ausübt.

3. Ausflußformeln für Überfälle.

Man unterscheidet:

1. Vollkommene Überfälle oder Überfallwehre, bei denen der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone.

2. Unvollkommene Überfälle oder Grundwehre, bei denen der Unterwasserspiegel höher liegt als die Wehrkrone.

Bei Hochwasser kann also ein Überfallwehr vorübergehend zum Grundwehr werden.

a) Versuchsergebnisse.

Vollkommene Überfälle mit Seitenkontraktion.

Die nachstehend angeführten Koeffizienten beziehen sich auf die Gleichung (vgl. auch Gleichung 81):

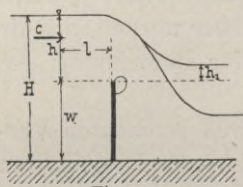


Fig. 13.

$$68 \quad Q = \sqrt[2]{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}.$$

Frese fand:

$$69 \quad \mu = \left(0,5755 + \frac{0,017}{h+0,18} - \frac{0,075}{1,2+b} \right).$$

$$\left\{ 1 + \left[0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H} \right)^2 + 0,02} \right] \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right\}$$

Bazin gab für große Breiten den Ausdruck:

$$70 \quad \mu = \left(0,606 + \frac{0,0045}{h} \right) \left(1 + 0,127 \frac{c^2}{h} \right).$$

Kinzer fand bei Versuchen an der Wiener Hochquelleitung mit $B = 1,377$ m, $b = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ und $1,0$ m, $h = 0,044-0,246$, $c = 0,012-0,237$ bei Messungen 1 m oberhalb der Schwelle mit der Gleichung

$$71 \quad Q = \sqrt[2]{3} \mu \cdot b \left(h + \frac{c^2}{2g} \right)^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \quad \text{wobei } c = \frac{Q}{B \cdot H}$$

den Koeffizienten:

$$72 \quad \sqrt[2]{3} \mu = 0,4342 + 0,009 \cdot \frac{b}{B} - 0,777 \frac{h}{H}.$$

Die Überfälle waren nach außen abgeschragt und hatten scharfe Kanten aus Zinklech; der Strahl war gelüftet. Die Gleichung 72 behält Gültigkeit bis zu den kleinsten Werten von h . Diese Formeln ergaben sehr gute Übereinstimmung mit den Resultaten der direkten Messung [27].

Vollkommene Überfälle ohne Seitenkontraktion.

Unter Zugrundelegung der Gleichung 67 arbeitete Bazin mit $b = 2,10$ m, scharfer Überfallkante und Lüftung des Strahls. Er erhielt:

$$73 \quad \sqrt[2]{3} \mu = 0,425 + 0,213 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2.$$

Frese arbeitete bei scharfer Kante, guter Lüftung mit $b > h$ und $0,1 < h < 0,6$ m: [14] S. 1315. Er erhielt:

$$74 \quad \mu = 0,615 + \frac{0,0021}{h} \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right].$$

Hansen arbeitete mit Kanten, die auf 1,5 mm geschärft waren und mit guter Lüftung. Ferner war $w = 0,514$ m, $b = 1,10$ und die Versuche erstreckten sich von $h = 82$ bis $h = 291$ mm. Nach dem Gang der Versuche kann die Formel zwischen $h = 51,4$ und $h = 360$ mm verwendet werden. Hansen erhielt:

$$75 \quad \frac{2}{3} \mu = \frac{0,41137}{1 - 0,35815 \sqrt{h^3}}.$$

Die Resultate von Hansen und Frese stimmen näher miteinander als mit den Bazinschen Werten überein. Hansen vermutet, daß sich bei den Versuchen Bazins Störungen eingeschlichen hätten, so daß seine Koeffizienten durchweg größer werden, als die von Frese und Hansen und ihre Wahl bei der Berechnung des Nutzeffekts einer Turbine von Nachteil sei.

Bazin hat seine in den Jahren 1886—1896 gemachten Versuche in [5] zusammengestellt und dabei besonders die Beziehungen zwischen der Form des Strahls und der Größe μ untersucht.

Grundwehre.

Bazin fand, wenn $h - h_1 \leq 0,7$ m

$$76 \quad Q = \left[0,446 + 0,223 \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{0,2 \cdot h_1}{w} \right) \sqrt[3]{\frac{h - h_1}{h}} \cdot \sqrt{2g h^3}.$$

Mary [12] gab die Formel:

$$77 \quad Q = 0,8 \cdot h_1 \sqrt{2g \left(h - h_1 + \frac{c^2}{2g} \right)}$$

welche sich bewährt haben soll.

b) Einfachere Gleichungen.

Ist b viel kleiner als B , so kann man aus 58 c) die Näherungsformel:

$$78 \quad Q = 1,8 \cdot b \cdot h^{3/2}$$

ableiten. Ist dagegen $b = B$, $w > 3h$ und wird h mindestens $l = 1,5$ m hinter der Schwelle gemessen, so kann man die Gleichung

$$79 \quad Q = 1,96 \cdot b \cdot h^{3/2}$$

verwenden. Die zweite Gleichung gibt das 1,11fache der ersten. Diese ist mit $b = 1$ auf Tabelle XXVIII berechnet.

Läßt ein unter 45° geneigter Schütz einen Durchflußquerschnitt F frei, der unter dem Wasserdruck h steht, so gilt die Näherungsgleichung:

$$80 \quad Q = 0,75 \cdot F \cdot \sqrt{2g h}.$$

Für sehr breite Wehrkronen gibt Flamant [11] S. 92 die Näherungsformel

$$81 \quad Q = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \text{mit } m = 0,385$$

Lesbros fand $m = 0,35$.

Man verwendet zur Wassermessung vielfach Überfälle und zwar

mit $b < B$ (dreiseitige Kontraktion): Ponceletüberfälle,

mit $b = B$ (einseitige Kontraktion): Bazinüberfälle.

Als Ausschnittbreite wählt man etwa im ersten Fall

für Mengen bis 30 sl $b = 20$ cm

„ „ „ 150 sl $b = 50$ cm

„ „ über 150 sl $b = 100$ cm

Man muß vermeiden, zu kleine Überfallhöhen zu bekommen, sonst würde man besser Bazinüberfälle wählen, weil dabei μ nur für kleine Breiten von der Überfallbreite abhängig ist und in geringerem Maß als im Fall $b < B$.

Gleichung 78 läßt sich mit Vorteil zu Wassermessungen an kleinen Wasserläufen verwenden, indem man das Wasser durch ein rechteckiges Gerinne ablaufen läßt, nach der im Anschluß an Gleichung 87 gegebenen Art und Weise. Genauere Werte erhält man aus Gleichung 71.

Tabelle der Werte $h^{3/2}$; $v = \sqrt{2gh}$ und

Tabelle XXIX. $Q = 1,80 \cdot b \cdot h\sqrt{h}$ für $b = 1$

h	$h^{3/2}$	v in $\frac{v^2}{2g}$	Q	h	$h^{3/2}$	v in $\frac{v^2}{2g}$	Q	h	$h^{3/2}$	v in $\frac{v^2}{2g}$	Q
0,01	0,001	0,443	0,0018	0,21	0,096	2,030	0,1728	0,41	0,263	2,836	0,4734
0,02	0,003	0,626	0,0054	0,22	0,103	2,078	0,1854	0,42	0,272	2,870	0,4896
0,03	0,005	0,767	0,0090	0,23	0,110	2,124	0,1980	0,43	0,282	2,904	0,5076
0,04	0,008	0,886	0,0114	0,24	0,118	2,170	0,2124	0,44	0,292	2,938	0,5256
0,05	0,011	0,990	0,0200	0,25	0,125	2,215	0,2250	0,45	0,302	2,971	0,5436
0,06	0,015	1,085	0,0270	0,26	0,133	2,259	0,2394	0,46	0,312	3,004	0,5616
0,07	0,019	1,172	0,0342	0,27	0,140	2,301	0,2520	0,47	0,322	3,037	0,5796
0,08	0,023	1,253	0,0414	0,28	0,148	2,344	0,2664	0,48	0,333	3,069	0,5994
0,09	0,027	1,329	0,0486	0,29	0,156	2,385	0,2808	0,49	0,343	3,100	0,6174
0,10	0,032	1,401	0,0576	0,30	0,164	2,426	0,2952	0,50	0,354	3,132	0,6372
0,11	0,036	1,468	0,0648	0,31	0,173	2,466	0,3114	0,51	0,364	3,163	0,6552
0,12	0,042	1,534	0,0756	0,32	0,181	2,506	0,3258	0,52	0,375	3,194	0,6750
0,13	0,047	1,597	0,0846	0,33	0,190	2,554	0,3420	0,53	0,386	3,224	0,6948
0,14	0,052	1,657	0,0936	0,34	0,198	2,587	0,3564	0,54	0,397	3,253	0,7146
0,15	0,058	1,715	0,1044	0,35	0,207	2,620	0,3726	0,55	0,408	3,285	0,7344
0,16	0,064	1,772	0,1152	0,36	0,216	2,658	0,3888	0,56	0,419	3,314	0,7542
0,17	0,070	1,826	0,1260	0,37	0,225	2,694	0,4050	0,57	0,430	3,344	0,7740
0,18	0,076	1,879	0,1368	0,38	0,234	2,730	0,4212	0,58	0,442	3,373	0,7956
0,19	0,083	1,931	0,1494	0,39	0,244	2,766	0,4392	0,59	0,453	3,402	0,8154
0,20	0,089	1,981	0,1602	0,40	0,253	2,801	0,4554	0,60	0,465	3,431	0,8370

VI. Wehrberechnung nach Wex.

Die in V. 3. a) gegebenen Gleichungen werden vielfach zur Berechnung von Wehren benützt. Wex warf ihnen ungenügende Rücksichtnahme auf die Besonderheiten der Ausführungen und damit unrichtigen Bau vor, der die Koeffizienten kompliziere. Die Wexschen Formeln [44] wollen daher der Wehrberechnung in den gebräuchlichsten Spezialfällen dienen. Sie sollen deshalb auch nur streng innerhalb ihres Geltungsbereichs verwendet werden.

Bei der Unsicherheit über die Vorgänge an einfachen Überfällen sind natürlich auch die Wexschen Formeln in ihrem Aufbau und ihren Koeffizienten mehr oder weniger empirischer Natur.

Wo in den folgenden Ableitungen von Wex Annahmen gemacht wurden, deren absolute Genauigkeit bestritten werden kann, ist ausdrücklich darauf hingewiesen. Wie weit man im einzelnen Fall bei Berücksichtigung aller besonderen Umstände die Formeln benützen will, muß der reiflichen Überlegung des Ingenieurs anheimgestellt bleiben.

1. Überfallwehre.

In der obersten Wasserlamelle eines Überfallwehrs herrsche eine Geschwindigkeit, der die Druckhöhe s entsprechen möge, an der untersten, die Wehrkrone berührenden Lamelle sei die der dortigen Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe s_1 , die Überfallhöhe (stets mindestens 1,5 m hinter der Stauwand zu messen) sei H .

In den folgenden Abschnitten A, B und C werden die Verhältnisse bei geraden Wehren behandelt. In D ist die stets zunächst zu verwendende Annäherungsgleichung gegeben und in E folgt die Besprechung der schiefen und gebogenen Wehre.

A. Aufstellung der allgemeinen Gleichung.

Nimmt man an, daß sich die Geschwindigkeit vom Spiegel bis zur Wehrkrone gleichmäßig ändert, entsprechend der Druckhöhenzunahme von s auf s_1 , so wird in einer beliebigen Entfernung x unter dem horizontal gedachten Spiegel die Druckhöhe y sein:

$$82 \quad y = s + \frac{s_1 - s}{H} \cdot x.$$

wie ohne weiteres aus der Fig. 14 ersichtlich.

Setzt man nun einen rechteckigen Wasserquerschnitt von der Breite b voraus, so geht durch eine Lamelle $b \cdot dx$ eine Wassermenge dQ :

$$dQ = \mu b \cdot dx \sqrt{2gy},$$

weil — auch mit Rücksicht auf Kontraktion — die Durchgangsgeschwindigkeit $v = \mu \sqrt{2gy}$

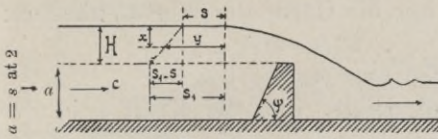


Fig. 14.

zu setzen ist. Berücksichtigt man, daß nach 82

$$83 \quad dy = \frac{s_1 - s}{H} \cdot dx, \quad \text{also} \quad dx = \frac{H \cdot dy}{s_1 - s},$$

so folgt weiter die allgemeine Gleichung für Überfallwehre

$$84 \quad Q = \mu b \sqrt{2g} \frac{H}{s_1 - s} \int_s^{s_1} \sqrt{y} \cdot dy = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \frac{H}{s_1 - s} \left[s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right].$$

Sind also die Geschwindigkeitshöhen s_1 und s bekannt, so kann die Überfallhöhe H aus der Gleichung 84 ermittelt werden: s und s_1 berechnen sich aber nach Wex, wie unter B folgt (vgl. Wex, Hydrodynamik, Leipzig 1888, § 3, S. 33 ff.):

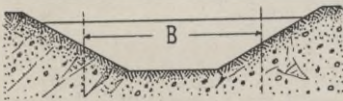


Fig. 15.

einzusetzen. Eine gewisse Unsicherheit haftet der Annahme natürlich immer an, man muß ihren Einfluß durch vorsichtige Größenfestsetzung zu verringern suchen.

B. Bestimmung der Werte s und s_1 .

1. Fall. Allgemeiner Fall. Schiefe Wehrflügel.

$$\sphericalangle \psi < 90^\circ, \quad b < B.$$

Bestimmung von s .

Es sollen bedeuten:

c die Wassergeschwindigkeit oberhalb des Wehrs,

γ das Gewicht von einem cbm Wasser,

H, B und b die in den Fig. 14 und 16 angegebenen Größen.

Dann setzt sich s zusammen aus der im Wasser wirksamen Druckhöhe $c^2 : 2g$ und der Druckhöhe, welche der Stoßkraft des Wassers gegen die Wehrflügel entspricht. Letztere ist nun zu bestimmen.

Werden rechteckige Flußprofile vorausgesetzt und hat die Projektion eines Flügels gegen die Richtung der Stoßkraft die Größe $F = H (B - b) : 2$, so wird die Stoßkraft p :

$$p = \gamma \cdot F \frac{c^2}{g} = \gamma \cdot \frac{H(B - b)c^2}{2g}.$$

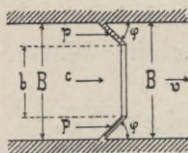


Fig. 16.

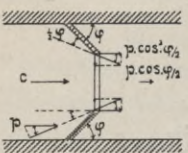


Fig. 17.

Wegen des Umstandes, daß die Wandfläche nach dem Strome zu nicht geschlossen ist, nimmt indessen W_{ex} nur die Hälfte des Wertes, nämlich:

$$p = \frac{\gamma H (B - b) c^2}{4g};$$

ferner wird unterstellt, daß die Kraft p in der Hälfte des Winkels φ abgelenkt (vgl. Fig. 17), also die Komponente in Richtung der Strömung $= p \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ wird. Die dazu senkrechte Komponente bewirkt nur Kontraktion, erhöht aber die Wassergeschwindigkeit am Anfangsquerschnitt des Überfalls nicht. Diese Annahmen sind natürlich

nicht genau der Wirklichkeit entsprechend.

Da die Komponente $p \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ zweimal (am rechten und linken Ufer) vorhanden ist, verteilt sich die Kraft $2p \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ auf die Fläche bH ; mithin ist die entsprechende Druckhöhe δ im Querschnitt bH im Mittel:

$$\delta = \frac{2p}{\gamma b H} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2 (B - b)}{2bg} \cos^2 \frac{\varphi}{2}.$$

Es wird also:

$$85 \quad s = \frac{c^2}{2g} + \frac{c^2 (B - b)}{2bg} \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2}{2g} \left[1 + \frac{B - b}{b} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} \right].$$

Bestimmung von s_1 .

An der Wehrkrone äußert sich die Stoßkraft p_1 , welche auf der Stauwand entsteht, deren Krone a Meter über der Sohle liegt (Fig. 14), beschleunigend auf den Wasserabfluß. Die mittlere Richtung des letzteren (Fig. 18) nimmt W_{ex} etwas willkürlich mit $\psi/2$ gegen die Horizontale geneigt an und erhält die Komponente des Wasserdrucks:

$$p_1 \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2}, \text{ es ist dann } p_1 = \frac{\gamma c^2 B a}{g}.$$

Die Wasserquerschnittsfläche ist wie vorhin $= bH$, also die additionalle Druckhöhe im Mittel:

$$\delta_1 = \frac{\gamma c^2 B a}{\gamma g b H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2} = \frac{c^2 B a}{g b H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2}.$$

Da diese eine mittlere Druckhöhe ist, wird angenommen, sie sei im Spiegel $= 0$ und unten $= 2\delta_1$. Damit wird dann:

$$86 \quad s_1 = s + H + \frac{c^2 B a}{g b H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2}.$$

Es ist natürlich nicht genau zutreffend, daß für die Bestimmung von s und s_1 dieselbe mittlere Geschwindigkeit in den beiden Wasserkörpern über und unter der Wehrkrone angenommen wird.

2. Fall. Gerade Wehrflügel. $\varphi = 90^\circ$; $b < B$.

Man erhält (Fig. 19).

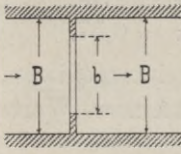


Fig. 19.

$$\cos^2 \frac{\psi}{2} = \cos^2 \frac{\psi}{2} = \frac{1}{2}$$

und aus 85 und 86 ergibt sich:

$$\left\{ \begin{array}{l} s = \frac{c^2}{2g} \left[1 + \frac{B-b}{2b} \right] \\ s_1 = s + H + \frac{c^2 \cdot B \cdot a}{b \cdot g \cdot H} \end{array} \right\} c = \frac{Q}{B(a+H)}.$$

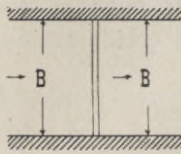


Fig. 20.

3. Fall. Gerades Wehr ohne Flügel.

$$\varphi = 90^\circ; b = B.$$

Man erhält (Fig. 20) ebenso:

$$\left\{ \begin{array}{l} s = \frac{c^2}{2g} \\ s_1 = s + H + \frac{c^2 a}{g \cdot H} \end{array} \right\} c = \frac{Q}{B(a+H)}.$$

4. Fall. Gerades Wehr ohne Flügel. $\varphi = 90^\circ$, $b = B$, $a = 0$.

Mit $a = 0$, d. h. wenn das Flußbett vor dem Wehre bis zur Krone mit Kies gefüllt ist, erhält man dieselbe Wirkung wie mit $\varphi = 90^\circ$, es ist dann (Fig. 21):

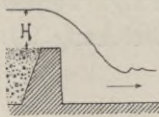


Fig. 21.

$$\left\{ \begin{array}{l} s = \frac{c^2}{2g} \\ s_1 = s + H \end{array} \right\} c = \frac{Q}{B \cdot H}.$$

Da nun $s_1 - s = H$, so geht die allgemeine Gleichung 84 über in die Gleichung:

$$87 \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[\left(H + \frac{c^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{c^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right],$$

die sogenannte Weisbachsche Formel, welche in vielen Fällen Verwendung findet. Sie gilt aber, wie man sieht, streng genommen nur für den Fall, wo das Wasser ohne Wehr, ohne Wehrflügel von einer Kante weg frei in ein tiefer liegendes Unterwasser stürzt. Mit $c = 0$ folgt aus Gl. 87 Gl. 58c.

C. Bestimmung des Koeffizienten μ .

Im Fall 1 und 2 ist nach Wex:

$$88 \quad \frac{2}{3} \mu = 0,3655 + 0,02357 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0,002384}{H} + 0,00305 \cdot b.$$

Dabei darf jedoch erfahrungsgemäß in die weitere Rechnung ein höherer Wert als $\frac{2}{3} \mu = 0,57$ nicht eingesetzt werden.

Im Fall 3 ist

$$89 \quad \frac{2}{3} \mu = 0,4001 + \frac{0,0011}{H} + 0,00048 \cdot b,$$

wobei wieder $\frac{2}{3} \mu \leq 0,57$ bleiben muß.

Im Fall 4 setzt man:

für Wehre von 2 m Breite $\frac{2}{3} \mu = 0,42$

für Wehre von 20 und mehr m Breite $\frac{2}{3} \mu = 0,57$.

Für zwischenliegende Breiten wird man vorsichtig interpellieren, indem man außerdem bei scharfen Wehrkronen kleinere Werte annimmt als bei abgerundeten.

D. Näherungsgleichung.

Q muß nach Gleichung 84 bei gegebenem H oder H bei gegebenem Q durch Probieren gefunden werden. Man erhält aus 84 mit 85 und 86 sowie mit

$$\frac{2}{3} \mu = 0,41 \quad \sqrt{2g} = 4,429 \quad \frac{c^2}{2g} = 0$$

$$\frac{c^2(B-b)}{2b \cdot g} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{2c^2 \cdot B \cdot a}{g \cdot b \cdot H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2} = 0$$

als erste Näherungsgleichung:

$$90 \quad 1,85 b \cdot \sqrt{H^3}$$

Die Werte sind 3% größer als die in Tabelle XXVIII gegebenen. Die Gleichung ist genau für $c = 0$ und annähernd richtig für alle Fälle, in welchen $c^2 : 2g$ gegenüber von H vernachlässigt werden kann. Ist das nicht der Fall, so erhält man aus Gleichung 90:

bei gegebenem Q ein zu großes H ,

bei gegebenem H ein zu kleines Q .

E. Schiefe und gebogene Überfallwehre.

Legt man, um eine größere Überfallbreite zu erhalten, die vollkommenen Überfallwehre schräg, gebrochen oder gebogen zur Stromrichtung, so wird man stets die ganze Strombreite B benützen.

Es wird bei schrägem Wehr (Fig. 22) der Wert $b = \frac{B}{\sin \beta}$ und ferner:

$$s = \frac{c^2 \sin^2 \beta}{2g}; \quad s_1 = s + H + \frac{2ac^2 \sin^2 \beta \cos^2 \frac{\psi}{2}}{gH}; \quad \frac{2}{3} \mu = 0,41, \quad \text{also:}$$

$$91 \quad Q = \frac{1,82 \cdot B H}{(s_1 - s) \sin \beta} \left\{ s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right\}$$

Hat das Wehr wie in Fig. 23 gebrochene Kanten, so werden die Rechnungen ziemlich unzuverlässig. Statt komplizierte Formeln zu verwenden, setzt man hier einfacher:

$$92 \quad Q = [1,85 (b_1 + b_2) + 1,77 \cdot b_2] \cdot \sqrt{H^3}.$$

Bei kreisförmig gebogenen Wehren (Fig. 24) sind die Rechnungen ebenfalls unzuverlässig. Übersteigt der Wert von c das

Maß von 1 m-Sekd. nicht erheblich, und ist l die Bogenlänge, so kann mit roher Annäherung gesetzt werden:

93

$$Q = 1,77 \cdot l \sqrt{H^3}.$$

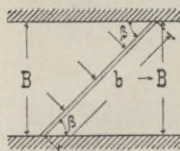


Fig. 22.

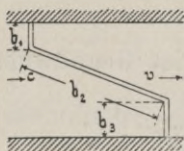


Fig. 23.

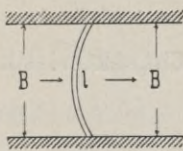


Fig. 24.

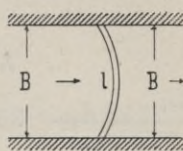


Fig. 25.

In dem — übrigens sehr selten vorkommenden — Fall, daß der Mittelpunkt des Krümmungskreises oberhalb des Wehres liegt (Fig. 25), erhält der Zahlenkoeffizient einen etwas höheren Wert. Es ist dann annähernd:

94

$$Q = 1,85 \cdot l \sqrt{H^3},$$

unter l die Bogenlänge verstanden.

In allen diesen Fällen ist selbstverständlich stets vorausgesetzt, daß der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone; ist dies nicht der Fall, so wird durch Verbreiterung der Wehrkrone nichts gewonnen.

2. Grundwehre.

Bei den Grundwehren steht ein Teil des Wasserquerschnittes über der Wehrkrone unter dem Gegendruck des Unterwassers, während der obere Teil frei überfällt.

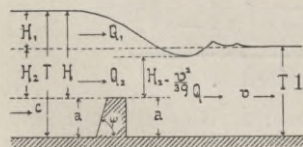


Fig. 26.

Es sei (Fig. 26):

$$H_1 + H_2 = H,$$

$$\text{ferner: } T - T_1 = H_1,$$

$$T_1 - a = H_2,$$

$$H_1 + H_2 = H = T - a,$$

so ist für eine bestimmte Wassermenge T_1 immer bekannt bzw. durch Berechnung aus Profil und Gefälle der Unterwasserströmung zu ermitteln; ebenso die in der Unterwasserströmung herrschende Geschwindigkeit v . Man hat also zunächst für die Geschwindigkeiten c und v im ganzen Querprofil:

$$c = \frac{Q}{BT} = \frac{Q}{B(a + H_1 + H_2)}; \quad v = \frac{Q}{BT_1} = \frac{Q}{B(a + H_2)}.$$

Der auf die eingetauchte Ausflußöffnung beim Grundwehr ausgeübte Gegendruck des Wassers, auf irgendeinen Punkt P (Fig. 27) bezogen, ist gleich dem Abstände y dieses Punktes unter Unterwasser, weniger der Druckhöhe, die der Saugwirkung des Unter-

wassers entspricht, die nach der Erfahrung $= \frac{v^{2*})}{3g}$ gesetzt werden kann, multipliziert mit γ , d. h. der Gegendruck vom Unterwasser ist, als Wassersäulenhöhe gemessen, $= y - \frac{v^2}{3g}$.

A. Charakteristik des Grundwehrs.

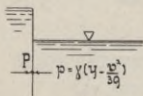


Fig. 27.

95

$$\text{Ist } \frac{v^2}{3g} \geq H_2,$$

so ist das Wehr nur scheinbar ein Grundwehr, der Überfall also ein vollkommener.

B. Allgemeine Gleichungen.

Auf Grund der obenstehenden Erwägungen darf eine Lamelle von der Höhe $H_1 + \frac{v^2}{3g}$ als vollkommener Überfall im Sinne der früheren Berechnungen und mit denselben Bezeichnungen wie dort gesetzt werden im allgemeinsten Falle:

$$96 \quad s = \frac{c^2}{2g} \left[1 + \frac{B-b}{b} \cos_2 \frac{\varphi}{2} \right]; \quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g},$$

da die Wirkung des Stoßes auf die Stauwand nicht an diese obere Lamelle heranreicht. Dann wird:

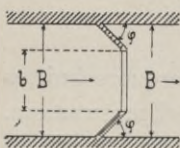


Fig. 28.

$$\frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s_1 - s} = \frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s + H_1 + \frac{v^2}{3g} - s} = 1$$

und man hat (vgl. Fig. 26):

$$97 \quad Q_1 = \frac{2}{3} \cdot \mu \sqrt{2g} b \left\{ s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right\}$$

für die Wassermenge Q_1 des freien Überfallteiles.

Ohne Rücksicht auf die vom Stoße des Wassers auf die Stauwand herrührende Geschwindigkeitserhöhung kommt auf eine horizontale, in der Tiefe y unter Unterwasserspiegel gelegene Wasserschicht ein der Wassersäulenhöhe $y - \frac{v^2}{3g}$ entsprechender Gegendruck; von oben her entspricht die Wassersäulenhöhe $H_1 + y$ der von dort ausgeübten Wasserpressung. Der resultierende Druck ist daher äquivalent der Wassersäulenhöhe:

$$H_1 + y - y + \frac{v^2}{3g} = H_1 + \frac{v^2}{3g},$$

also unabhängig von y bzw. konstant in dem eingetauchten Wasserquerschnitte von der Höhe $H_2 - \frac{v^2}{3g}$ und der Breite b .

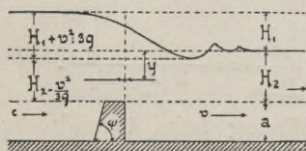


Fig. 29.

*) Genau $\frac{n \cdot v^2}{2g}$, wobei n aus Versuchen $= 0,67$. Hieraus ergibt sich $\frac{v^2}{3g}$.

Nach dem früheren ist die vom Wasserstoße auf die Stauwand herrührende additionelle Druckhöhe im Mittel auf den für den Wasserabfluß wirksamen eingetauchten Querschnitt reduziert:

$$\delta_1 = \frac{c^2 B a \cos^2 \frac{\psi}{2}}{b g \left(H_2 - \frac{v^2}{3g} \right)}.$$

Man kann also die mittlere Druckhöhe für den eingetauchten Querschnitt setzen:

$$98 \quad s_m = s + H_1 + \frac{v^2}{3g} + \frac{c^2 B a \cos^2 \frac{\psi}{2}}{b g \left(H_2 - \frac{v^2}{3g} \right)}.$$

Mithin die Wassermenge Q_2 :

$$99 \quad Q_2 = \mu_1 b \left(H_2 - \frac{v^2}{3g} \right) \sqrt{2 g s_m}.$$

Da aber die Gesamtwassermenge $Q = Q_1 + Q_2$, so folgt:

$$100 \quad Q = b \sqrt{2 g} \left\{ \frac{2}{3} \mu \left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right) + \mu_1 \left(H_2 - \frac{v^2}{3g} \right) \sqrt{s_m} \right\}.$$

C. Spezialfälle.

Wie unter I. B können auch hier die Gleichungen 96 und 98 je nach dem besonderen vorliegenden Fall spezialisiert und dann Gleichung 100 benützt werden.

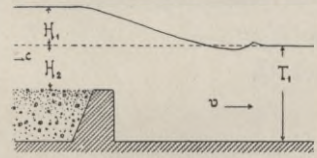


Fig. 30.

Ist z. B. das Wehr bis zur Krone verkiest, so erhält man:

$$s = \frac{c^2}{2g}; \quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g}; \quad s_m = s_1,$$

also nach 100

$$101 \quad Q = b \sqrt{2 g} \left\{ \frac{2}{3} \mu \left(s_1^{\frac{3}{2}} - s^{\frac{3}{2}} \right) + \mu_1 \left(H_2 - \frac{v^2}{3g} \right) \sqrt{s_1} \right\}.$$

welche Formel — abgesehen von der Höhe des eingetauchten Querschnitts der Weisbachschen Gleichung entspricht. Diese Formel gilt auch für

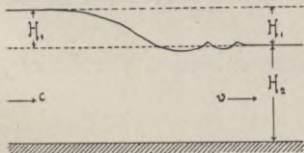


Fig. 31.

Grundablässe (Fig. 31), bei welchen die Wehrhöhe $a = 0$ ist.

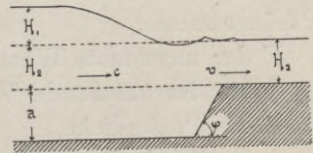


Fig. 32.

Ebenso gilt Gleichung 100 für die Einstromung des Wassers in Fabrikkanäle, wenn der Kanal senkrecht zur Flußachse abzweigt, vgl. Fig. 32.

D. Koeffizienten μ und μ_1 .

Nach Wex erhält man für die Gleichung 100 folgende Werte von $\frac{2}{3}\mu$ und μ_1 .

Für $H_1 < 0,35$ (streng genommen auch $H_1 > 0,18$)

$$102 \quad \begin{cases} \frac{2}{3}\mu = 0,4001 + \frac{0,00316}{H_1} + 0,00048 \cdot b \\ \mu_1 = 0,5274 + 0,00048 \cdot b . \end{cases}$$

Für $H_1 > 0,35$

$$103 \quad \begin{cases} \frac{2}{3}\mu = 0,4001 + \frac{0,00244}{H_1} + 0,00048 \cdot b \\ \mu_1 = 0,5346 + 0,00048 \cdot b . \end{cases}$$

Dabei dürfen in der weiteren Rechnung größere Werte als $\frac{2}{3}\mu = 0,57$, $\mu_1 = 0,80$ nicht verwendet werden.

E. Näherungsformeln.

Setzt man:

$$\frac{c^2}{2g} = 0; \quad \frac{v^2}{3g} = 0; \quad \frac{2}{3}\mu = 0,40; \quad \mu_1 = 0,53,$$

so kommt als rohe Näherungsformel, die auch als erster Versuch bei genaueren Berechnungen dient:

$$104 \quad Q = 1,77 \cdot b \sqrt{H_1^3} + 2,35 \cdot b \cdot H_2 \sqrt{H_1}$$

Da H_2 stets bekannt ist, gestattet die Gleichung Auflösung sowohl nach Q als nach H_1 . Man erhält aus Gleichung 104:

bei gegebenem Q ein zu großes H_1 ,
bei gegebenem H_1 ein zu kleines Q .

Anhang. Stauwirkung von Brückenpfeilern.

Die Berechnung erfolgt in der Regel nur für das höchste in Betracht kommende Hochwasser. Bei der Unmöglichkeit, allen dabei auftretenden Umständen Rechnung zu tragen, können einfache Gleichungen genügen.

Ist b die Breite einer Brückenöffnung von Pfeilerachse zu Pfeilerachse,

F der ungestaute Wasserquerschnitt zwischen beiden Vertikalen,

Q die durchfließende Wassermenge,

d die Pfeilerdicke,

h die durch die Brückenpfeiler hervorgerufene Stauhöhe,

μ ein Kontraktionskoeffizient,

t die unterhalb der Brücke und zwischen den Pfeilern herrschende Wassertiefe, wobei der Einfachheit wegen eine Differenz zwischen beiden außer acht gelassen wird, dann hat man:

Geschwindigkeit im gestauten Wasser etwas oberhalb der Brücke:

$$v = \frac{Q}{F + B \cdot h}$$

Wassergeschwindigkeit unter der Brücke:

$$v_1 = \frac{Q}{\mu (B - d) \cdot t}$$

Die Geschwindigkeitssteigerung von v auf v_1 ist durch die Stauhöhe h bewirkt, es muß also sein

$$h = (v_1^2 - v^2) : 2g \quad \text{oder}$$

$$105 \quad h = \frac{Q^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{\mu (B - d) t} \right)^2 - \left(\frac{1}{B \cdot h + F} \right)^2 \right]$$

woraus h am richtigsten durch Probieren zu finden ist.

Der Koeffizient μ , dessen Wert von 0,8 bis 1,0 geht, erhält seine höheren Werte bei spitzen, schmalen, weit auseinander stehenden Pfeilern.

Neben Gleichung 105 kann auch Gleichung 101 mit Figur 31 zur Berechnung verwendet werden.

Dabei entsprechen in der Fig. 31 die Geschwindigkeiten c und v den eben entwickelten Werten v und v_1 . Man verwendet Gleichung 104 zur ersten Bestimmung von H_1 , indem man $b = \mu (B - d)$ setzt. Dann berechnet man s und s_1 , und mit Gleichung 101 durch Probieren einen genaueren Wert von H_1 . Oft wird die Verwendung von Gleichung 104 genügen.

VII. Stau- und Absenkungskurven.

A. Staukurven.

Die Berechnung der Staukurven ist von größter praktischer Bedeutung. Dabei geben die verschiedenen Berechnungsmethoden nicht ganz dieselben Werte. Man muß daher eventuell, um sicher zu gehen, eine und dieselbe Aufgabe nach verschiedenen Methoden durchrechnen können. Dies ist von Wichtigkeit, zumal durch Verkiesung der Flußsohle oberhalb eines Wehrs die Stauweite nachträglich noch zunehmen kann.

In den Gleichungen sollen bedeuten:

α das normale Flußgefälle,

B die normale Flußbreite,

U den benetzten Umfang des normalen Flußprofils,

t die mittlere normale Flußtiefe,

$F = B \cdot t$ den Flußquerschnitt,

Q die Wassermenge,

$v = \frac{Q}{t \cdot B}$ die mittlere Geschwindigkeit im ungestauten Fluß,

Z die Stauhöhe am Wehr,

z die Stauhöhe in der Entfernung x vom Wehr,

l die Stauweite.

In der Folge werden aufgeführt 4 Methoden von Grashof, Rühlmann, Tolkmitt und die bekannte Parabelmethode. Zur Berechnung müssen gegeben sein für die

a) Grashofsche Methode : α, B, t, Q oder v, Z .

b) Rühlmannsche Methode : α, t, Z .

c) Tolkmittsche Methode : α, B, t, Z .

d) Parabelmethode : α, Z .

Man hat schon mehrfach beobachtet (vgl. Fig. 33), daß die Staukurve da beginnt, wo die Horizontale durch die Wehrkrone den Flußboden des Oberwassers schneidet. Dann ist:

$$106 \quad l = \frac{Z+t}{\alpha}.$$

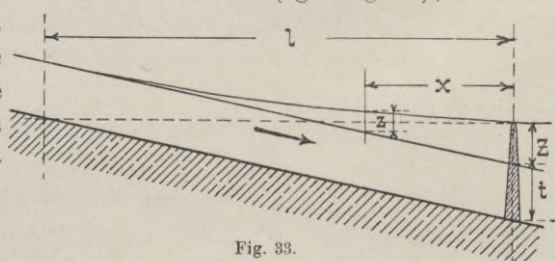


Fig. 33.

1. Methode von Grashof.

Grashof gibt eine einfachere, weniger genaue, und eine kompliziertere, genauere Methode. Beide Male ist z gegeben und x gesucht [19] S. 761 ff.

Voraussetzungen sind:

1. B überragt t so sehr, daß man $U=B$ setzen kann.

2. Über dem ungestauten Wasserspiegel sind die Ufer nahezu senkrecht, so daß durch den Stau die Spiegelbreite sich nicht wesentlich ändert.

Einfache Methode.

Die Berechnung erfolgt nach der Gleichung:

$$107 \quad x = \frac{1}{\alpha} \left[Z - z + \left(t - \frac{v^2}{g} \right) (i - J) \right].$$

Man bestimmt zunächst $t - \frac{v^2}{g}$. Mit

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{S} = \frac{t}{t+Z} \\ \frac{1}{s} = \frac{t}{t+z} \end{array} \right\} \quad \text{folgt aus} \quad \left\{ \begin{array}{l} J \\ i \end{array} \right. \\ \text{Tabelle XXX.}$$

und damit $(i - J)$, womit Gleichung 107 zu berechnen ist. In dieser Gleichung ist der bekannte Koeffizient k mit einem konstanten Wert entsprechend dem ungestauten Flußzustand enthalten. Diese Ungenauigkeit vermeidet die

Genauere Methode.

Die Berechnung geschieht nach der Gleichung:

$$108 \quad x = \frac{1}{\alpha} \left[Z - z + \left(c \cdot t - \frac{v^2}{c^2 \cdot g} \right) (i' - J') \right].$$

Man bestimmt der Reihe nach:

$$k_0 = \frac{v}{\sqrt{\alpha \cdot t}} \\ m = 23 + \frac{0,00155}{\alpha} \\ \frac{1}{n} = \frac{k_0 - m}{2} + \sqrt{\left(\frac{k_0 - m}{2} \right)^2 + \frac{m \cdot k_0}{\sqrt{t}}}$$

dann ist für gegebene z

$$\left\{ \begin{array}{l} z_1 = \frac{z + Z}{2} \\ s_1 = \frac{z_1 + t}{2} \end{array} \right.$$

und hieraus erhält man:

$$k = \frac{1}{n} \cdot \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{\alpha} \cdot s_1^3}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0,00155}{\alpha} \cdot s_1^3 \right) \frac{1}{\sqrt{z_1 + t}}}$$

Ferner ist $c = \left(\frac{k_0}{k} \right)^{\frac{2}{3}}$, woraus $\left(c t - \frac{v^2}{c^2 g} \right)$ sich bestimmen läßt.

Für $\left\{ \frac{1}{s_1} = \frac{c \cdot t}{z + t} \right\}$ erhält man aus $\left\{ i' \right.$ und damit
 $\left. \left\{ \frac{1}{S_1} = \frac{c \cdot t}{Z + t} \right\} \right.$ Tabelle XXX. $\left. \left\{ J' \right. \right.$ ($i' - J'$).

Hieraus folgt $\left(c t - \frac{v^2}{c^2 g} \right) \cdot (i' - J')$. Addiert man hierzu $(Z - z)$
 so erhält man den Wert $\alpha \cdot x$ und hieraus schließlich x .

Tabelle zur Stauberechnung nach Grashof.

Tabelle XXX. $\frac{1}{s} = \frac{1}{s'} = \frac{1}{S} = \frac{1}{S'}$ $i = i' = J = J'$

$\frac{1}{s}$	i	Δ	$\frac{1}{s}$	i	Δ	$\frac{1}{s}$	i	Δ	$\frac{1}{s}$	i	Δ
0,999	2,1834	—	0,944	0,8418	0,0121	0,800	0,4198	0,0083	0,48	0,1207	0,0055
0,998	1,9523	0,2311	0,942	0,8301	0,0117	0,795	0,4117	0,0081	0,47	0,1154	0,0053
0,997	1,8172	1351	0,940	0,8188	0,0113	0,790	0,4039	0,0078	0,46	0,1102	0,0052
0,996	1,7213	0959	0,938	0,8079	0,0109	0,785	0,3962	0,0077	0,45	0,1052	0,0050
0,995	1,6469	0744	0,936	0,7973	0,0106	0,780	0,3886	0,0076	0,44	0,1003	0,0049
0,994	1,5861	0608	0,934	0,7871	0,0102	0,775	0,3813	0,0073	0,43	0,0955	0,0048
0,993	1,5348	0513	0,932	0,7772	0,0099	0,770	0,3741	0,0072	0,42	0,0909	0,0046
0,992	1,4902	0446	0,930	0,7675	0,0097	0,765	0,3671	0,0070	0,41	0,0865	0,0044
0,991	1,4510	0392	0,928	0,7581	0,0094	0,760	0,3603	0,0068	0,40	0,0821	0,0044
0,990	1,4159	0351	0,926	0,7490	0,0090	0,755	0,3536	0,0067	0,39	0,0779	0,0042
0,989	1,3841	0318	0,924	0,7401	0,0089	0,750	0,3470	0,0066	0,38	0,0738	0,0041
0,988	1,3551	0290	0,922	0,7315	0,0086	0,745	0,3406	0,0064	0,37	0,0699	0,0039
0,987	1,3284	0267	0,920	0,7231	0,0084	0,740	0,3343	0,0063	0,36	0,0660	0,0039
0,986	1,3037	0247	0,918	0,7149	0,0082	0,735	0,3282	0,0061	0,35	0,0623	0,0037
0,985	1,2807	0230	0,916	0,7069	0,0080	0,730	0,3221	0,0061	0,34	0,0587	0,0036
0,984	1,2592	0215	0,914	0,6990	0,0079	0,725	0,3162	0,0059	0,33	0,0553	0,0034
0,983	1,2390	0202	0,912	0,6914	0,0076	0,720	0,3104	0,0058	0,32	0,0519	0,0034
0,982	1,2199	0191	0,910	0,6839	0,0075	0,715	0,3047	0,0057	0,31	0,0486	0,0033
0,981	1,2019	0180	0,908	0,6766	0,0073	0,710	0,2991	0,0056	0,30	0,0455	0,0031
0,980	1,1848	0171	0,906	0,6695	0,0071	0,705	0,2937	0,0054	0,29	0,0425	0,0030
0,979	1,1686	0162	0,904	0,6625	0,0070	0,70	0,2883	0,0054	0,28	0,0395	0,0030
0,978	1,1531	0155	0,902	0,6556	0,0069	0,69	0,2778	0,005	0,27	0,0367	0,0028
0,977	1,1383	0148	0,900	0,6489	0,0067	0,68	0,2677	0,005	0,26	0,0340	0,0027
0,976	1,1241	0142	0,895	0,6327	0,0062	0,67	0,2580	0,0097	0,25	0,0314	0,0026
0,975	1,1105	0136	0,890	0,6173	0,0054	0,66	0,2486	0,0094	0,24	0,0290	0,0024
0,974	1,0974	0131	0,885	0,6025	0,0048	0,65	0,2395	0,0091	0,23	0,0266	0,0024
0,973	1,0848	0126	0,880	0,5884	0,0041	0,64	0,2306	0,0089	0,22	0,0243	0,0023
0,972	1,0727	0121	0,875	0,5749	0,0035	0,63	0,2221	0,0085	0,21	0,0221	0,0022
0,971	1,0610	0117	0,870	0,5619	0,0030	0,62	0,2138	0,0083	0,20	0,0201	0,0020
0,970	1,0497	0113	0,865	0,5494	0,0025	0,61	0,2058	0,0080	0,19	0,0181	0,0020
0,968	1,0282	0215	0,860	0,5374	0,0020	0,60	0,1950	0,0078	0,18	0,0162	0,0019
0,966	1,0080	0202	0,855	0,5258	0,0016	0,59	0,1905	0,0075	0,17	0,0145	0,0017
0,964	0,9890	0190	0,850	0,5146	0,0012	0,58	0,1832	0,0073	0,16	0,0128	0,0017
0,962	0,9709	0181	0,845	0,5037	0,0009	0,57	0,1761	0,0071	0,15	0,0113	0,0015
0,960	0,9539	0170	0,840	0,4932	0,0005	0,56	0,1692	0,0069	0,14	0,0098	0,0014
0,958	0,9376	0163	0,835	0,4831	0,0001	0,55	0,1625	0,0067	0,13	0,0085	0,0013
0,956	0,9221	0155	0,830	0,4733	0,0098	0,54	0,1560	0,0065	0,12	0,0072	0,0013
0,954	0,9073	0148	0,825	0,4637	0,0096	0,53	0,1497	0,0063	0,11	0,0061	0,0011
0,952	0,8931	0142	0,820	0,4544	0,0093	0,52	0,1435	0,0062	0,10	0,0050	0,0011
0,950	0,8795	0136	0,815	0,4454	0,0090	0,51	0,1376	0,0059	0,09	0,0041	0,0009
0,948	0,8665	0130	0,810	0,4367	0,0087	0,50	0,1318	0,0058	0,08	0,0032	0,0009
0,946	0,8539	0126	0,805	0,4281	0,0086	0,49	0,1262	0,0056	0,07	0,0025	0,0007

2. Methode von Rühlmann.

Vgl. [36] S. 483 ff. Voraussetzungen sind:

1. Gegeben ist α , Z , t .
2. B überraagt t so sehr, daß man setzen kann

$$P = \frac{B \cdot t}{B + 2t} = t.$$

3. Der Flußquerschnitt ist ein Rechteck.
4. Auf der betrachteten normalen Flußstrecke sind α und F konstant.
5. Ein Stau $z \leq 0,01 \cdot t$ kann vernachlässigt werden.

Tabelle zur Stauberechnung nach Rühlmann.

Tabelle XXXI.

$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ
0,01	0,0067	—	0,36	1,4473	0,0167	0,92	2,1916	0,0233
0,02	2444	0,2377	0,37	4638	0,165	0,94	2148	0,232
0,03	3863	1419	0,38	4801	0,163	0,96	2380	0,232
0,04	4889	1026	0,39	4962	0,161	0,98	2611	0,231
0,05	5701	0812	0,40	5119	0,157	1,00	2839	0,228
0,06	6376	0675	0,41	5275	0,156	1,10	3971	1,132
0,07	6958	0582	0,42	5430	0,155	1,20	5084	1,113
0,08	7482	0524	0,43	5583	0,153	1,30	6179	1,095
0,09	7933	0451	0,44	5734	0,151	1,40	7264	1,085
0,10	8353	0420	0,45	5884	0,150	1,50	8337	1,073
0,11	8739	0386	0,46	6032	0,148	1,60	9401	1,064
0,12	9098	0359	0,47	6179	0,147	1,70	3,0458	1,057
0,13	9434	0336	0,48	6324	0,145	1,80	1508	1,150
0,14	9751	0317	0,49	6468	0,144	1,90	2553	1,045
0,15	1,0051	0300	0,50	6611	0,143	2,00	3594	1,041
0,16	0335	0284	0,52	6893	0,282	2,10	4631	1,037
0,17	0608	0273	0,54	7170	0,277	2,20	5664	1,033
0,18	0869	0261	0,56	7444	0,274	2,30	6694	1,030
0,19	1119	0250	0,58	7714	0,270	2,40	7720	1,026
0,20	1361	0242	0,60	7980	0,266	2,50	8745	1,015
0,21	1595	0234	0,62	8243	0,263	2,60	9768	1,023
0,22	1821	0226	0,64	8503	0,260	2,70	4,0789	1,021
0,23	2040	0219	0,66	8759	0,259	2,80	1808	1,019
0,24	2254	0214	0,68	9014	0,255	2,90	2826	1,018
0,25	2461	0207	0,70	9266	0,252	3,00	3843	1,017
0,26	2664	0203	0,72	9517	0,251	4,00	5,3958	1,0115
0,27	2861	0197	0,74	9765	0,248	5,00	6,4020	1,0062
0,28	3054	0193	0,76	2,0010	0,245	6,00	7,4056	1,0036
0,29	3243	0189	0,78	0254	0,244	8,00	9,4097	2,0041
0,30	3428	0185	0,80	0495	0,241	10,00	11,412	2,0023
0,31	3610	0182	0,82	0735	0,240	15,00	16,414	5,002
0,32	3789	0179	0,84	0975	0,240	20,00	21,415	5,001
0,33	3964	0175	0,86	1213	0,238	30,00	31,415	10,000
0,34	4136	0172	0,88	1449	0,236	50,00	51,416	20,001
0,35	4306	0170	0,90	1683	0,234	100,00	101,420	50,004

Die Rühlmannsche Formel lautet für die Stauhöhe z in der Entfernung x vom Wehr:

$$109 \quad \frac{\alpha \cdot x}{t} = \varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right).$$

Mit $x = l$ nimmt $\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$ den Wert 0,0067 an und man erhält für die Stauweite:

$$110 \quad l = \frac{t}{\alpha} \left[\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0,0067 \right].$$

Zur Rechnung dient die Tabelle Nr. XXXI. Bei häufigerem Gebrauch empfiehlt es sich sie graphisch aufzutragen.

Beispiel. Für einen Fluß ist $t = 0,8$ $Z = 1,9$ $\alpha = 1:2500$.

1. Wie groß ist l ? 2. Wie groß ist z bei $x = 2500$?

ad 1. Mit $Z = 1,9$ ist $Z:t = 2,375$

$t:\alpha = 0,8 \cdot 2500 = 2000$. Dann mit der Tabelle:

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0,0067 = 3,7464 - 0,0067 = 3,7397$$

$$l = 3,7397 \cdot 2000 = \underline{7479 \text{ m}}$$

$$\text{ad 2. } \frac{\alpha \cdot x}{t} = 1,250 = \varphi(2,375) - \varphi\left(\frac{z}{0,8}\right)$$

$$\varphi(2,375) = 3,7454 \quad \text{somit} \quad \varphi\left(\frac{z}{0,8}\right) = 2,4964,$$

woraus mit der Tabelle:

$$\frac{z}{0,8} = 1,189$$

$$z = \underline{0,95 \text{ m.}}$$

3. Methode von Tolkmitt.

Vgl. [43] S. 123. Voraussetzungen sind:

1. Gegeben α , B , t , Z .

2. Q , α , F sind auf der untersuchten ungestörten Strecke konstant.

Aus F und B ergibt sich als Füllhöhe der das Flußprofil ersetzenden Parabelfläche

$$111 \quad a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B}.$$

Zur Berechnung dienen die Gleichungen:

$$112 \quad x = \frac{a}{\alpha} \left[f\left(\frac{Z+a}{a}\right) - f\left(\frac{z+a}{a}\right) \right]$$

und für die Stauweite

$$113 \quad l = \frac{a}{\alpha} \cdot f\left(\frac{Z+a}{a}\right).$$

Zur Berechnung dient die Tabelle XXXII.

Beispiel. Wie oben bei der Rühlmannschen Methode: Gegeben $t = 0,8$ $Z = 1,9$ $\alpha = 1:2500$ $B = 30$. Gesucht 1. l und 2. z für $x = 2500$.

ad 1. Mit $a = \frac{72}{60} = 1,2$ ist $Z + a = 3,1$

$$\frac{Z+a}{a} = 2,583$$

woraus mit der Tabelle

$$f\left(\frac{Z+a}{a}\right) = 2,563.$$

Hieraus ergibt sich:

$$l = 1,2 \cdot 2500 \cdot 2,563 = \underline{7689 \text{ m.}}$$

ad 2. Mit $\frac{\alpha \cdot x}{a} = 0,833$

wird $f\left(\frac{z+a}{a}\right) = 2,563 - 0,833 = 1,730$ woraus mit

der Tabelle $\frac{z+a}{a} = 1,79$

$$z = \underline{0,95 \text{ m.}}$$

Tabelle zur Staubrechnung nach Tolkmitt.

Tabelle XXXII.

$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	
1,00	—	∞	—	1,16	0,865	0,023	1,37	1,221	0,014	1,90	1,850	0,055
1,005	—	0,102	—	1,17	0,887	0,022	1,38	1,235	0,014	1,95	1,904	0,054
1,01	+	0,074	0,176	1,18	0,908	0,021	1,39	1,249	0,014	2,00	1,957	0,053
1,015		0,179	0,105	1,19	0,928	0,020	1,40	1,262	0,013	2,1	2,063	106
1,02		0,254	0,075	1,20	0,948	0,020	1,41	1,276	0,014	2,2	2,168	105
1,025		0,313	0,059	1,21	0,967	0,019	1,42	1,289	0,013	2,3	2,272	104
1,03		0,362	0,049	1,22	0,985	0,018	1,43	1,302	0,013	2,4	2,376	104
1,035		0,403	0,041	1,23	1,003	0,018	1,44	1,315	0,013	2,5	2,478	102
1,04		0,440	0,037	1,24	1,021	0,018	1,45	1,328	0,013	2,6	2,581	103
1,045		0,473	0,033	1,25	1,038	0,017	1,46	1,341	0,013	2,7	2,683	102
1,05		0,502	0,029	1,26	1,055	0,017	1,47	1,354	0,013	2,8	2,785	102
1,06		0,554	0,029	1,27	1,071	0,016	1,48	1,367	0,013	2,9	2,886	101
1,07		0,599	0,045	1,28	1,087	0,016	1,49	1,379	0,012	3,0	2,988	102
1,08		0,639	0,040	1,29	1,103	0,016	1,50	1,392	0,013	3,5	3,492	504
1,09		0,675	0,036	1,30	1,119	0,016	1,55	1,453	0,061	4,0	3,995	503
1,10		0,708	0,033	1,31	1,134	0,015	1,60	1,513	0,060	4,5	4,496	501
1,11		0,738	0,030	1,32	1,149	0,015	1,65	1,571	0,058	5,0	4,997	501
1,12		0,766	0,028	1,33	1,164	0,015	1,70	1,628	0,057	6,0	5,998	1,001
1,13		0,793	0,027	1,34	1,178	0,014	1,75	1,685	0,057	8,0	7,999	2,001
1,14		0,818	0,025	1,35	1,193	0,015	1,80	1,740	0,055	10,0	10,000	2,000
1,15		0,842	0,024	1,36	1,207	0,014	1,85	1,795	0,055	∞	∞	∞

4. Parabelmethode.

Für die Berechnung der Staukurve wird häufig die Parabelgleichung

$$114 \quad z = Z - \alpha \cdot x + \frac{x^2 \cdot \alpha^2}{4 \cdot Z}$$

verwendet. Die Stauweite ergibt sich mit $z = 0$, also $x = l$, zu:

115

$$l = \frac{2 \cdot Z}{\alpha}$$

Wenn $Z = 1,30 t$, stimmt diese Gleichung mit der Rühlmannschen Formel überein, in den andern Fällen weicht sie zum Teil sehr stark von ihr ab. In Wirklichkeit ist:

$$\begin{aligned} \text{für} \quad Z > 1,3 t & \quad l < 2 Z : \alpha \\ Z < 1,3 t & \quad l > 2 Z : \alpha \end{aligned}$$

B. Senkungskurven.

In manchen Fällen wird an einer Stelle eines Gerinnes eine plötzliche Spiegelsenkung hervorgerufen, z. B. durch Baggerung, durch Anlegung von Durchstichen, bei der Einmündung in einen See; in Städtekanalisationen bei den Notauslässen.

Die Berechnung der Senkungskurve kann erfolgen nach Tolkmitt [43] S. 130. Man benützt die Gleichung:

$$116 \quad x = \frac{a}{\alpha} \left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right) \right] \cdot \left[1 - \alpha \cdot \frac{k^2}{g} \right] - \frac{h-z}{\alpha}$$

worin gegeben sind:

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B}$$

$$g = 9,81$$

k als der Kutter-sche Wert.

Zur Berechnung dient Tabelle XXXIII.

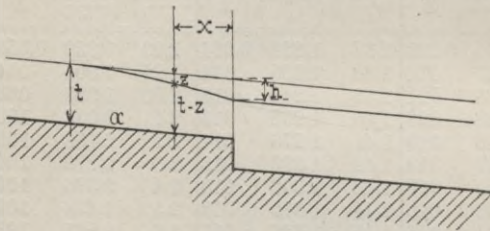


Fig. 34.

Beispiel. In einem Fluß mit $B = 40$ $t = 0,80$ $\alpha = 0,0005$ wird an bestimmter Stelle eine Senkung $h = 0,40$ m erzeugt. In welchem Abstand ist $z = 0,30$ m?

Es ist $F = 0,8 \cdot 40 = 32$ und $a = 3 \cdot 32 : 2 \cdot 40 = 1,2$.

Ferner ist $U = 41,6$ und $P = 0,76$.

Nach Kategorie X_b Tabelle IV wird $k = 36,6$, damit ist:

$$\frac{a-z}{a} = \frac{0,9}{1,2} = 0,750. \quad f(0,750) = 0,808$$

$$\frac{a-h}{a} = \frac{0,8}{1,2} = 0,667. \quad f(0,667) = 0,696$$

woraus:

$$\text{Differenz} = 0,112$$

$$x = \frac{1,2}{0,0005} \left[0,112 \right] \cdot \left[1 - 0,0005 \cdot \frac{36,6^2}{9,81} \right] - \frac{0,1}{0,0005} = 54 \text{ m.}$$

Tabelle zur Berechnung der Senkungskurven
Tabelle XXXIII. nach Tolkmitt.

$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ
1,0	∞	—	0,90	1,103	0,014	0,70	0,739	0,013
0,995	1,889	∞	0,89	1,075	0,028	0,69	0,726	0,013
0,990	1,714	0,175	0,88	1,049	0,026	0,68	0,713	0,013
0,985	1,610	0,104	0,87	1,025	0,024	0,67	0,701	0,013
0,980	1,536	0,074	0,86	1,002	0,023	0,66	0,688	0,013
0,975	1,479	0,055	0,85	0,980	0,022	0,65	0,676	0,012
0,970	1,431	0,048	0,84	0,960	0,020	0,64	0,664	0,012
0,965	1,391	0,040	0,83	0,940	0,020	0,63	0,652	0,012
0,960	1,355	0,036	0,82	0,922	0,018	0,62	0,640	0,012
0,950	1,324	0,031	0,81	0,904	0,018	0,61	0,628	0,012
0,955	1,296	0,028	0,80	0,887	0,017	0,60	0,617	0,011
0,945	1,270	0,026	0,79	0,870	0,017	0,55	0,561	0,056
0,940	1,246	0,024	0,78	0,854	0,016	0,50	0,506	0,055
0,935	1,224	0,022	0,77	0,838	0,016	0,45	0,454	0,052
0,930	1,204	0,020	0,76	0,823	0,015	0,40	0,402	0,052
0,925	1,185	0,019	0,75	0,808	0,015	0,35	0,351	0,051
0,920	1,166	0,019	0,74	0,794	0,014	0,30	0,300	0,051
0,915	1,149	0,017	0,73	0,780	0,014	0,20	0,200	0,100
0,910	1,133	0,016	0,72	0,766	0,014	0,10	0,100	0,100
0,905	1,117	0,016	0,71	0,752	0,014	0,00	0,000	0,100

VIII. Niederschläge und Abflußmengen.

1. Verschiedene Verfahren.

Die folgenden Angaben sollen den praktischen Bedürfnissen der Ingenieure Rechnung tragen. Wohl ist in neuerer Zeit von Penk, Gravelius und andern die wissenschaftliche Untersuchung des Abflußvorgangs wesentlich gefördert worden, der Ingenieur kann jedoch die rasch zum Ziel führenden, wenn auch rohen theoretisch oft anfechtbaren Methoden zur Zeit noch nicht entbehren.

Zur Lösung des Problems für technische Zwecke ist eine Reihe von Verfahren ausgebildet worden, vgl. [9], [29], [31]. Weitere Verfahren s. Handbuch der Ing.-Wiss. IV. Aufl. III. Teil. 1. Bd. 2. Lief. S. 287.

2. Schätzung von *N. W.* und *H. W.*

Zur Schätzung von *N. W.* und *H. W.* an mitteleuropäischen Flüssen mögen die Zahlen der Tabelle XXXIV Dienste leisten. Dabei bedeutet η den mittleren Abflußkoeffizient des Gebiets. Die eingeklammerten Zahlen stellen extreme Werte, z. B. *N. N. W.* und *H. H. W.* dar. In der 7. Vertikalkolumne bedeutet die erste Zahl in % den Anteil des Gebiets, der von Wald bedeckt ist, die zweite Zahl bezieht sich auf Ackerland, die dritte auf Wiesen und Weiden.

Für die Änderungen, die sich an einem und demselben Flußlauf vollziehen, gibt die Tabelle XXXIV ebenfalls einige Beispiele.

Für Tabelle XXXIV lieferte die meisten Zahlen der Aufsatz von Gennerich [17], auf welchen für weitere Angaben verwiesen sei.

Bei Schätzungen ist allgemein zu beachten, daß man hohe Abflußziffern und große Abflußschwankungen in folgenden Fällen erhält:

1. Bei undurchlässigem Boden (kompakter Fels, toniger Untergrund),
2. bei großer Meeres- und damit Regenhöhe,
3. bei gleichen klimatischen Verhältnissen im ganzen Gebiet,

4. bei steilen Hängen, engen Tälern,
5. bei nicht Wasser zurückhaltender Bodenbedeckung,
6. bei geringer Verdunstung,
7. beim Fehlen von Überschwemmungsgebiet, von See- oder Moorflächen. Diese wirken stark ausgleichend auf den Abfluß und verursachen niedere Hochwasserzahlen. Gletscher und Schneefelder erhöhen die Sommerwassermengen.

3. Berechnung der mittleren Abflußmenge.

Es sei

N in m die jährliche Niederschlagshöhe

η der Abflußkoeffizient (womöglich richtiger durch eine Verlusthöhe V zu ersetzen).

A in m die jährliche Abflußhöhe

F in qkm das Einzugsgebiet, also $1000\ 000 \cdot F$ das Einzugsgebiet in qm , so ist mit

$$117 \quad A = \eta \cdot N \text{ bzw. } A = N - V$$

Die mittlere sekundliche Abflußmenge bei $M. W.$:

$$118 \quad Q = \frac{1000000 \cdot F \cdot A}{365 \cdot 86\ 400} = \frac{A \cdot F}{31,531} \text{ cbm.}$$

Kennt man also das Verhältnis von $N. W. : M. W. : H. W.$, so kann man diese berechnen. Die Tabelle XXXIV gibt hierfür Anhaltspunkte.

4. Methoden für kleinere Gebiete.

Bei der Kompliziertheit der Verhältnisse haben sich vielfach Verwaltungen veranlaßt gesehen, für ihr eigenes Gebiet besondere Verfahren auszubilden, bzw. Formeln aufzustellen.

Die beiden folgenden Methoden finden bei bayrischen Bahnprojekten Anwendung.

a) Formel für Gebiete von über $1\ qkm$ Größe.

$$119 \quad Q_{\max} = m \cdot \frac{F}{\sqrt[3]{1 + F}} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{F_w}{F}\right)$$

darin bedeutet

F das Gesamtregengebiet in qkm ,

F_w die bewaldete Fläche desselben in qkm ,

m einen vom Talgefälle abhängigen Koeffizienten, dessen Wert:

$\left. \begin{array}{l} 4,50 \\ 3,75 \\ 3,00 \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} \text{bei einem Durchschnittsgefälle in} \\ \text{den zwei unteren Dritteln der} \\ \text{Tallänge von} \end{array} \right\}$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{mehr als } 2\ \% \\ 2-0,5\ \% \\ \text{weniger als } 0,5\ \%. \end{array} \right.$
---	--	--

Tabelle XXXIV.

Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen.	η	Bodenbedeckung	M. N. W. sl qkm	M. W. sl qkm	M. H. W. sl qkm
				Flachland (N. W.: H. W. = 1:15 ÷ 1:40) mittlere Werte:					
1.	Drage	Netze	3198	reiner Sandboden, meist nicht durchlässiger Untergrund	0,357	30. 50. 13	0,5—2	2—8	8—40
2.	Ems unterh. d. Hase	—	8205	fast nur Flachland, sehr wenig Sommerwasser	0,378 (0,16 - 0,56)	14. 28. 25 Odland 28	3,56 (0,89)	7,23	32 (92)
3.	Hunte	Weser	1350	(bei Wildeshausen). Oberlaufgebiet hügelig, wenig durchlässig, sonst flach und durchlassend, viel Moor	—	9. 25. 26 Odland 33	—	6—13,5	28—48
4.	Ilmenau	Elbe	2967	Lüneburger Heide, Untergrund undurchlässig. Viel Moor	0,326	20. 37. 18	—	6	—
5.	Inster	Angerapp	1253	Diluvialtal mit alluvialen Ablagerungen, das umgebende Hügelland wenig durchlässig mit viel Nässe	ca. 0,27	12. 66. 18	(0,4)	4,0	—
6.	Lippe	Rhein	4900	vollkommener Tieflandfluß	0,443 (Hamm)	24. — 17	(2,1)	—	(133)
7.	Memel	—	97500	jährlicher Niederschlag 579 mm	0,339	26. 43. 18	2,7 (1,82)	6,4	42,5 (69)
8.	Obra	Warthe	6910	Sumpfgbiet	—	23. 59. 13	—	1,9	(10)
9.	Ohre	Elbe	1682	Flachlandfluß; zur Hälfte sehr, zur Hälfte wenig durchlässig	—	29. 54. 11	(0,3)	2,4	12
10.	Stör	Elbe	1801	Sandige Geest, viel Moor, viel undurchlässige Flächen	—	10. 49. 23	—	6,1	—
11.	Weichsel	—	193000	größere Moore, Oberlaufgebiet sandig, sonst Lehmboden	0,255	—	(1,4)	4,5	(54)
12.	Weide	Oder	1760		—	18. 66. 12	(0,2)	3,7	(62,4)

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen.	η	Bodenbedeckung	M. N. W. sl qkm	M. W. sl qkm	M. H. W. sl qkm
				Hügelland (N. W.: H. W. = 1:60 ÷ 1:120) mittlere Werte:					
13.	Brahe	Weichsel	4654	Quellgebiet, die pommerische Seenplatte, η von 0,12 ÷ 0,64	0,32	26. 48. 12	(1,9)	5,7	(26)
14.	Ferse	"	1632	Gebiet im Geschiebemergel, wenig durchlässig	—	15. 63. 12	2,5 (1,2)	4,4 2,7	(19) (150)
15.	Goldap	Angerapp	677	starke Hochwässer	ca. 0,27	17. 29. 22	—	5,8	(60)
16.	Hase	Ems	3734	Hügelland und Ebene, ziemlich durchlassend, 28% Moor und Heide	0,31	28. 55. 10	(0,95)	7,3	(158)
17.	Oker	Aller	1902	Hochmoore; Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig	—	39. 37. 18	2 (0,75)	12	(1190)
18.	Ostrawitza	Oder	811	starke Hochwässer, meist wenig durchlässiger Lehmboden	—	37. 43. 15 (Oberlauf)	(0,43)	4,4	(73)
19.	Saale	Elbe	23777	Gebiet zu 60% gebirgig und hügelig, ziemlich durchlässig, mit wenig Regen	0,275 (Trebitz)	—	—	—	—
20.	Unstrut	Saale	6364	Hügelland und Hochfläche, Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig	—	22. 66. 6	(0,6)	5	(33)
21.	Wadang	Alle	1226	Speisung aus Seen, daher hohes N. N. W. und niederes H. H. W.	ca. 0,33	—	(3)	—	(40)
22.	Weser	—	22250	(bei Hoya)	0,35	25. 45. 20 (Gesamtgebiet)	2,7—3,6 (2,1)	5,1—11,0	16,0—38,0 (134)
23.	Wietze	Aller	441	ein erheblicher Gebietsteil ist Moorlandschaft	—	—	—	—	(68)
24.	Wisloka	Weichsel	4090	Gebiet zu $\frac{6}{7}$ Hügelland und Flachland (Flysch)	—	—	2,7	6,0	(420)

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	M. N. W. sl qkm	M. W. sl qkm	M. H. W. sl qkm
				Mittelgebirge (N. W.: H. W. = 1:100 ÷ 1:400) mittlere Werte:					
25.	Aupa	Elbe	524	Riesengebirge. In der Höhe Moore, nicht durchlässig, über 760 mm Regen	ca 0,3	36. 44. 15	(2)	11,5	(250)
26.	Donau	—	5300	(oberhalb der Illermündung)	0,391	—	5,0 (3,2)	7	142 (anno 1882)
27.	"	—	101600	sehr hohes η	0,54	—	6,9	8,6	103
28.	Eder	Fulda	1537	vor Aufnahme der Schwalm, reißender H. W. Fluß (93 % der H. W. im Winter)	0,42	42. 34. 19	1,4 (0,61)	(4-13) 8,2	(683)
29.	Elbe	—	60	(bei ihrem Durchbruch durch den böhmischen Kamm)	—	—	(5,0)	23,5	(3300)
30.	Elbe	—	51000 (6955)	(bei Tetschen)	0,278	—	(0,922)	5	(110)
31.	Fulda	Weser		(bei Kassel), meist gebirgisches Einzugsgebiet.	0,30	40. 36. 19	1,2 (0,64)	6,5	64 (280)
32.	Kocher	Neckar	1981	kleiner H. W.-Abfluß, wegen großer Überschwemmungsflächen, verschiedener Höhenlage der einzelnen Gebietsteile, verzögernder Wirkung des Waldes. R = 833 mm	0,372	33. — . —	4,2 (2,1)	7,7	(553)
33.	Iller	Donau	2300	Alpenfluß	0,715	—	(6,5)	26	ca. 266 (anno 1882)
34.	Iser	Elbe	2214	Gebiet im Unterlauf sandig, lehmig mit tonigem Untergrund	—	30. 52. 12	(1,8)	9,1	(250)
35.	Jagst	Neckar	1828	wie beim Kocher, R = 728 mm	0,384	26. — . —	3,1 (1,8)	6,8	(410)
36.	Murr	Neckar	45	(oberhalb Hausen)	0,30	40. — . —	6,22 (1,77)	12,44	933 (1333)

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen.	η	Bodenbedeckung	M. N. W. sl qkm	M. W. sl qkm	M. H. W. sl qkm
				Hochgebirge (N. W.: H. W. = 1:150 — 1:1000) mittlere Werte:					
37.	Neckar	Rhein	4001	(bei Plochingen) undurchlässig 39%, mitteldurchlässig 41% des Gebiets.	—	31. — . — Landwirtsch. Flächen: 60.	17,0 (6,8)	37,0	410 (2000)
38.	Oder	—	7936	(bei Kosel nach Aufnahme der Klodnitz)	0,322	—	1,6	6,5	154 (190)
39.	Queiß	Bober	306	(bei Marklissa)	—	—	(2,0)	2,6	(2900)
40.	Rems	Neckar	577	Jura, Keuper, Muschelkalk undurchlässig 43%, mitteldurchlässig 53% des Gebiets	0,27	34. — . —	3,55 (1,29)	7,0 (3,9)	554 (780)
41.	Wiese	Rhein	454	Hänge teilweise entwaldet, starke H. W., viel Geschiebe	—	—	(5,1)	16,2	(1100)
42.	Zacken	Bober	272	Hochwasserfluß	—	—	(2,2)	12,5	(2600)
43.	Dunajec	Weichsel	6958	Hochgebirge (N. W.: H. W. = 1:150 — 1:1000) mittlere Werte:	—	—	4-10	—	800-2000
44.	Nolla	Rhein	27	1/3 Hochgebirge, 1/3 Gebirge, 1/3 Hügel- und Flachland	—	—	—	9,9	(570)
45.	Rhein	—	591	bei Thusis, Wildbach	—	—	8,94	—	—
46.	—	—		bei Thusis	—	—	5,13	—	—
47.	—	—		Gletscherflächen bei voller Sonnenbestrahlung im Maximum	—	—	—	—	640
				Oberbayr. Wildbäche bei kleinem Einzugsgebiet. Rechnungsannahme	—	—	—	—	13000

b) Formel für Tallängen bis 10 km.

Eine Niederschlagshöhe von 30 mm pro Stunde entspricht bei 50 % Abfluß $q = 4,2$ cbm/Sek./qkm. Man kann dann nachstehende Formel verwenden.

$$120 \quad Q = 4,2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \text{ cbm/qkm/Sek.},$$

wozu die Werte aus der folgenden Tabelle zu entnehmen sind.

Man wird stets suchen, verschiedene Verfahren anzuwenden, oder die Verfahren durch Beobachtungen zu kontrollieren.

Tabelle XXXV.

Tallänge km	n_1	Bewaldung	n_2
0 — 2	1,0	unbewaldet	1,0
3	0,9		
4	0,83	$\frac{1}{4}$ bewaldet	0,9
5	0,75		
6	0,68	$\frac{1}{2}$ bewaldet	0,8
7	0,63		
8	0,58	$\frac{3}{4}$ bewaldet	0,7
9	0,53		
10	0,50	$\frac{4}{4}$ bewaldet	0,6
Steilheit	n_3	Durchlässigkeit	n_4
stark kupiert mit steilen Hängen	1,0	gar nicht durchlässig	1,0
stark hügelig	0,95	wenig " "	0,9
mittel hügelig	0,90	mittel " "	0,8
teilweise flach und wenig hügelig	0,85	stark " "	0,7
sehr flach, fast eben	0,80		

Anhang.

- Tabelle XXXVI. Tabelle der Werte: $\log \sqrt{D}$; $\log D^2$;
 $\log D^5$; $\log \sqrt{D^5}$; $\log \frac{1}{D}$; Num. $\frac{1}{D}$;
 $\log \frac{1}{D^5}$; $\log \frac{\pi D^2}{4}$; Num. $\frac{\pi D^2}{4}$.
- „ XXXVII. Tabelle der Druckhöhen $h = \frac{v^2}{2g}$.
- „ XXXVIII. Tabelle zur Umrechnung von Regenhöhen
in Regenmengen.
- „ XXXIX. Tabelle zur Umrechnung von l pro Sek.;
l pro Min.; cbm pro Stunde; cbm pro Tag.
-

Potenztafel der Werte von D (in Metern).

Tabelle XXXVI. (Die Logarithmen sind 7-stellig berechnet und einzeln abgerundet.)

D mm	$\log \sqrt{D}$		$\log D^2$	$\log D^3$	$\log \sqrt{D^5}$	$1 : D$		$\log \frac{1}{D^5}$	$\pi D^2 : 4$	
	log	Num.				log	Num.		log	Num.
25	0.19897-1	0.79588-4	0.98970-9	0.99485-5	1.60206	40,0000	8.01030	0.69108-4	0,000491	
40	0.30103-1	0.20412-3	0.01030-7	0.50515-4	1.39794	25,0000	6.98970	0.09934-3	0,001257	
50	0.34949-1	0.39794-3	0.49485-7	0.74743-4	1.30103	20,0000	6.50515	0.29314-3	0,001964	
60	0.38908-1	0.55630-3	0.89075-7	0.94538-4	1.22185	16,6667	6.10925	0.45133-3	0,002827	
70	0.42255-1	0.69020-3	0.22549-6	0.11275-3	1.15491	14,2857	5.77455	0.58524-3	0,003848	
80	0.45155-1	0.80618-3	0.51545-6	0.25773-3	1.09691	12,5000	5.48455	0.70122-3	0,005026	
90	0.47712-1	0.90849-3	0.77122-6	0.38561-3	1.04575	11,1111	5.22875	0.80359-3	0,006362	
100	0.50000-1	0.00000-2	0.00000-5	0.50000-3	1.00000	10,0000	5.00000	0.89509-3	0,007854	
125	0.54846-1	0.19382-2	0.48455-5	0.74238-3	0.90309	8,0000	4.51545	0.08892-2	0,012272	
150	0.58805-1	0.35218-2	0.88045-5	0.94023-3	0.82393	6,6667	4.11965	0.24726-2	0,017671	
175	0.62152-1	0.48608-2	0.21519-4	0.10759-2	0.75696	5,7143	3.78480	0.38117-2	0,024053	
200	0.65052-1	0.60206-2	0.50515-4	0.25258-2	0.69897	5,0000	3.49485	0.49715-2	0,031416	
225	0.67609-1	0.70437-2	0.76092-4	0.38046-2	0.64781	4,4444	3.23905	0.60055-2	0,039861	
250	0.69897-1	0.79588-2	0.98970-4	0.49485-2	0.60206	4,4000	3.01030	0.69097-2	0,049087	
275	0.71967-1	0.87867-2	0.19667-3	0.59834-2	0.56067	3,6364	2.80336	0.77376-2	0,059396	
300	0.73856-1	0.95424-2	0.38560-3	0.69280-2	0.52287	3,3333	2.61435	0.84933-2	0,070686	

325	0.75594-1	0.02377-1	0.55942-3	0.77971-2	0.48811	3,0769	2.44055	0.91886-2	0,082958
350	0.77203-1	0.08814-1	0.72034-3	0.86017-2	0.45593	2,8571	2.27963	0.98322-2	0,096211
375	0.78702-1	0.14806-1	0.87016-3	0.93508-2	0.42597	2,6667	2.12985	0.04317-1	0,110447
400	0.80103-1	0.20412-1	0.01030-2	0.00515-1	0.39794	2,5000	1.98970	0.09920-1	0,125664
425	0.81419-1	0.25678-1	0.14194-2	0.07097-1	0.37160	2,3529	1.85802	0.15186-1	0,141863
450	0.82661-1	0.30643-1	0.26606-2	0.13303-1	0.34678	2,2222	1.73392	0.20151-1	0,159043
475	0.83835-1	0.35339-1	0.38347-2	0.19174-1	0.32331	2,1053	1.61657	0.24846-1	0,177205
500	0.84949-1	0.39794-1	0.49485-2	0.24743-1	0.30102	2,0000	1.50515	0.29303-1	0,196350
550	0.87018-1	0.48073-1	0.70181-2	0.35091-1	0.25964	1,8182	1.29871	0.37582-1	0,237583
600	0.88908-1	0.55630-1	0.89076-2	0.44638-1	0.22186	1,6667	1.10929	0.45139-1	0,282743
650	0.90646-1	0.62583-1	0.06457-1	0.53228-1	0.18710	1,5385	0.93549	0.52092-1	0,331831
700	0.92255-1	0.69020-1	0.22549-1	0.61275-1	0.15491	1,4286	0.77455	0.58529-1	0,384845
750	0.93753-1	0.75012-1	0.37531-1	0.68766-1	0.12493	1,3333	0.62464	0.64521-1	0,441786
800	0.95155-1	0.80618-1	0.51545-1	0.75773-1	0.09691	1,2500	0.48455	0.70127-1	0,502655
850	0.96471-1	0.85884-1	0.64709-1	0.82345-1	0.07058	1,1778	0.35291	0.75393-1	0,567450
900	0.97712-1	0.90849-1	0.77121-1	0.88561-1	0.04575	1,1111	0.22877	0.80358-1	0,636173
950	0.98886-1	0.95545-1	0.88862-1	0.94431-1	0.02228	1,0526	0.11138	0.85054-1	0,70882
1000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1,0000	0.00000	0.89509-1	0,78540
1050	0.01059	0.04238	0.10595	0.05297	0.97881-1	0,9524	0.89405-1	0.93747-1	0,86590
1100	0.02070	0.08279	0.20696	0.10348	0.95861-1	0,9091	0.79305-1	0.97787-1	0,95033
1150	0.03035	0.12140	0.30349	0.15174	0.93930-1	0,8696	0.69651-1	0.01649	1,03869
1200	0.03959	0.15836	0.39591	0.19795	0.92080-1	0,8333	0.60401-1	0.05345	1,13097

Druckhöhen h aus der Formel $h = \frac{v^2}{2g}$.

Tabelle XXXVII.

v	h	v	h	v	h	v	h
0,10	0,001	1,10	0,062	2,10	0,225	3,10	0,490
0,15	0,001	1,15	0,067	2,15	0,236	3,15	0,506
0,20	0,002	1,20	0,073	2,20	0,247	3,20	0,522
0,25	0,003	1,25	0,080	2,25	0,257	3,25	0,538
0,30	0,005	1,30	0,086	2,30	0,270	3,30	0,555
0,35	0,006	1,35	0,093	2,35	0,281	3,35	0,572
0,40	0,008	1,40	0,099	2,40	0,294	3,40	0,589
0,45	0,010	1,45	0,107	2,45	0,306	3,45	0,607
0,50	0,013	1,50	0,115	2,50	0,319	3,50	0,624
0,55	0,015	1,55	0,122	2,55	0,331	3,55	0,642
0,60	0,018	1,60	0,131	2,60	0,344	3,60	0,660
0,65	0,021	1,65	0,139	2,65	0,358	3,65	0,679
0,70	0,025	1,70	0,147	2,70	0,371	3,70	0,698
0,75	0,029	1,75	0,156	2,75	0,385	3,75	0,717
0,80	0,033	1,80	0,165	2,80	0,399	3,80	0,736
0,85	0,037	1,85	0,174	2,85	0,414	3,85	0,755
0,90	0,041	1,90	0,184	2,90	0,429	3,90	0,775
0,95	0,046	1,95	0,194	2,95	0,443	3,95	0,795
1,00	0,051	2,00	0,204	3,00	0,459	4,00	0,815
1,05	0,056	2,05	0,214	3,05	0,474	4,05	0,836

Zu Umrechnungen nach Tabelle XXXVIII dienen die folgenden Beziehungen:

$$\begin{aligned}
 1 \text{ sl pro ha} &= 0,36 \text{ mm pro Stunde} \\
 &= 0,006 \text{ " " Minute} \\
 &= 0,0001 \text{ " " Sekunde}
 \end{aligned}$$

$$1 \text{ mm pro Stunde} = 2,77 \dots \text{ sl pro ha}$$

$$1 \text{ " " Minute} = 166,66 \dots \text{ sl pro ha}$$

$$1 \text{ " " Sekunde} = 10000 \text{ sl pro ha}$$

$$1 \text{ mm Regenhöhe auf 1 qm Fläche} = 1 \text{ l Wasser}$$

Beispiel. Es sei in 20 Minuten eine Regenmenge von 41 mm Höhe gefallen. Wieviel Sekundenliter pro ha war die durchschnittliche Regenstärke?

Antwort: 41 mm in 1 Stunde gefallen, würden 114 sl pro ha ergeben, die Regenstärke war also bei 20 Minuten = $\frac{1}{3}$ Stunde Dauer $3 \cdot 114 = 342$ sl pro ha.

**Umrechnung der „Regenhöhe in mm“ in „Regen-
Tabelle XXXVIII. mengen auf 1 ha“.**

Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha				Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha				Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha			
	in cbm	in Sek.-Liter				in cbm	in Sek.-Liter				in cbm	in Sek.-Liter		
		bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.			bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.			bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.
		Regendauer					Regendauer					Regendauer		
1	10	0,1	2,8	167	31	310	3,6	86	5 167	61	610	7,1	169	10 167
2	20	0,2	5,5	333	32	320	3,7	89	5 333	62	620	7,2	172	10 333
3	30	0,3	8,3	500	33	330	3,8	92	5 500	63	630	7,3	175	10 500
4	40	0,5	11	667	34	340	3,9	94	5 667	64	640	7,4	178	10 667
5	50	0,6	14	833	35	350	4,0	97	5 833	65	650	7,5	180	10 833
6	60	0,7	17	1 000	36	360	4,2	100	6 000	66	660	7,6	183	11 000
7	70	0,8	19	1 167	37	370	4,3	103	6 167	67	670	7,7	186	11 167
8	80	0,9	22	1 333	38	380	4,4	105	6 333	68	680	7,9	189	11 333
9	90	1,0	25	1 500	39	390	4,5	108	6 500	69	690	8,0	192	11 500
10	100	1,1	28	1 667	40	400	4,6	111	6 667	70	700	8,1	194	11 667
11	110	1,3	30	1 833	41	410	4,7	114	6 833	71	710	8,2	197	11 833
12	120	1,4	33	2 000	42	420	4,9	117	7 000	72	720	8,3	200	12 000
13	130	1,5	36	2 167	43	430	5,0	119	7 167	73	730	8,4	203	12 167
14	140	1,6	39	2 333	44	440	5,1	122	7 333	74	740	8,6	206	12 333
15	150	1,7	42	2 500	45	450	5,2	125	7 500	75	750	8,7	208	12 500
16	160	1,8	44	2 667	46	460	5,3	128	7 667	76	760	8,8	211	12 667
17	170	2,0	47	2 833	47	470	5,4	130	7 833	77	770	8,9	214	12 833
18	180	2,1	50	3 000	48	480	5,5	133	8 000	78	780	9,0	217	13 000
19	190	2,2	53	3 167	49	490	5,7	136	8 167	79	790	9,1	219	13 167
20	200	2,3	55	3 333	50	500	5,8	139	8 333	80	800	9,2	222	13 333
21	210	2,4	58	3 500	51	510	5,9	142	8 500	81	810	9,4	225	13 500
22	220	2,5	61	3 667	52	520	6,0	144	8 667	82	820	9,5	228	13 667
23	230	2,7	64	3 833	53	530	6,1	147	8 833	83	830	9,6	230	13 833
24	240	2,8	67	4 000	54	540	6,2	150	9 000	84	840	9,7	233	14 000
25	250	2,9	69	4 167	55	550	6,4	153	9 167	85	850	9,8	236	14 167
26	260	3,0	72	4 333	56	560	6,5	155	9 333	86	860	9,9	239	14 333
27	270	3,1	75	4 500	57	570	6,6	158	9 500	87	870	10,1	242	14 500
28	280	3,2	78	4 667	58	580	6,7	161	9 667	88	880	10,2	244	14 667
29	290	3,3	80	4 833	59	590	6,8	164	9 833	89	890	10,3	247	14 833
30	300	3,5	83	5 000	60	600	6,9	167	10 000	90	900	10,4	250	15 000

Umrechnung

von

l pro Sek., l pro Min., cbm pro Stde., cbm pro Tag.

Tabelle XXXIX.

l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.
1	60	3,6	86,4	1	0,060	1,440	0,0166
2	120	7,2	172,8	2	0,120	2,880	0,0333
3	180	10,8	259,2	3	0,180	4,320	0,0500
4	240	14,4	345,6	4	0,240	5,760	0,0666
5	300	18,0	432,0	5	0,300	7,200	0,0833
6	360	21,6	518,4	6	0,360	8,640	0,1000
7	420	25,2	604,8	7	0,420	10,080	0,1166
8	480	28,8	691,2	8	0,480	11,520	0,1333
9	540	32,4	777,6	9	0,540	12,960	0,1500
10	600	36,0	864,0	10	0,600	14,400	0,1666
12	720	43,2	1036,8	12	0,720	17,280	0,2000
14	840	50,4	1209,6	14	0,840	20,160	0,2333
16	960	57,6	1382,4	16	0,960	23,040	0,2666
18	1080	64,8	1555,2	18	1,080	25,920	0,3000
20	1200	72,0	1728,0	20	1,200	28,800	0,3333
25	1500	90,0	2160,0	25	1,500	36,000	0,4166
30	1800	108,0	2592,0	30	1,800	43,200	0,5000
35	2100	126,0	3024,0	35	2,100	50,400	0,5833
40	2400	144,0	3456,0	40	2,400	57,600	0,6666
45	2700	162,0	3888,0	45	2,700	64,800	0,7500
50	3000	180,0	4320,0	50	3,000	72,000	0,8333
55	3300	198,0	4752,0	55	3,300	79,200	0,9166
60	3600	216,0	5184,0	60	3,600	86,400	1,0000
65	3900	234,0	5616,0	65	3,900	93,600	1,0833
70	4200	252,0	6048,0	70	4,200	100,800	1,1666
75	4500	270,0	6480,0	75	4,500	108,000	1,2500
80	4800	288,0	6912,0	80	4,800	115,200	1,3333
85	5100	306,0	7344,0	85	5,100	122,400	1,4166
90	5400	324,0	7776,0	90	5,400	129,600	1,5000
95	5700	342,0	8208,0	95	5,700	136,800	1,5833
100	6000	360,0	8640,0	100	6,000	144,000	1,6666
110	6600	396,0	9504,0	110	6,600	158,400	1,8333
120	7200	432,0	10368,0	120	7,200	172,800	2,0000
130	7800	468,0	11232,0	130	7,800	187,200	2,1666
140	8400	504,0	12096,0	140	8,400	201,600	2,3333
150	9000	540,0	12960,0	150	9,000	216,000	2,5000
160	9600	576,0	13824,0	160	9,600	230,400	2,6666
170	10200	612,0	14688,0	170	10,200	244,800	2,8333
180	10800	648,0	15552,0	180	10,800	259,200	3,0000
190	11400	684,0	16416,0	190	11,400	273,600	3,1666
200	12000	720,0	17280,0	200	12,000	288,000	3,3333
300	18000	1080,0	25920,0	300	18,000	432,000	5,0000
400	24000	1440,0	34560,0	400	24,000	576,000	6,6666
500	30000	1800,0	43200,0	500	30,000	720,000	8,3333
600	36000	2100,0	51840,0	600	36,000	864,000	10,0000
700	42000	2520,0	60480,0	700	42,000	1008,000	11,6666
800	48000	2880,0	69120,0	800	48,000	1152,000	13,3333
900	54000	3240,0	77760,0	900	54,000	1296,000	15,0000
1000	60000	3800,0	86400,0	1000	60,000	1440,000	16,6666

S. 88
91
S. 92

Umrechnung

von

l pro Sek., l pro Min., cbm pro Stde., cbm pro Tag.
Fortsetzung.

cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.
1	24	0,277	16,66	1	0,0115	0,6944	0,0417
2	48	0,555	33,33	2	0,0231	1,3888	0,0333
3	72	0,833	50,00	3	0,0347	2,0833	0,1250
4	96	1,111	66,66	4	0,0462	2,7777	0,1667
5	120	1,388	83,33	5	0,0578	3,4722	0,2083
6	144	1,666	100,00	6	0,0694	4,1666	0,2500
7	168	1,944	116,66	7	0,0810	4,8611	0,2917
8	192	2,222	133,33	8	0,0925	5,5555	0,3333
9	216	2,500	150,00	9	0,1041	6,2500	0,3750
10	240	2,777	166,66	10	0,1157	6,9444	0,4166
12	288	3,333	200,00	12	0,1388	8,3333	0,5000
14	336	3,883	233,33	14	0,1620	9,7222	0,5833
16	384	4,444	266,66	16	0,1851	11,1111	0,6666
18	432	5,000	300,00	18	0,2083	12,5000	0,7500
20	480	5,555	333,33	20	0,2314	13,8888	0,8333
25	600	6,944	416,66	25	0,2893	17,3611	1,0416
30	720	8,333	500,00	30	0,3472	20,8333	1,2500
35	840	9,722	583,33	35	0,4051	24,3055	1,4583
40	960	11,111	666,66	40	0,4629	27,7777	1,6666
45	1080	12,500	750,00	45	0,5208	31,2500	1,8750
50	1200	13,800	833,33	50	0,5787	34,7222	2,0833
55	1320	15,277	916,66	55	0,6365	38,1944	2,2916
60	1440	16,666	1000,00	60	0,6944	41,6666	2,5000
65	1560	18,055	1083,33	65	0,7523	45,1388	2,7083
70	1680	19,443	1166,66	70	0,8101	48,6111	2,9166
75	1800	20,833	1250,00	75	0,8680	52,0833	3,1250
80	1920	22,222	1333,33	80	0,9259	55,5555	3,3333
85	2040	23,610	1416,66	85	0,9837	59,0277	3,5416
90	2160	25,000	1500,00	90	1,0416	62,5000	3,7500
95	2280	26,388	1583,33	95	1,0995	65,9723	3,9583
100	2400	27,777	1666,66	100	1,1574	69,4444	4,1666
110	2640	30,555	1833,33	110	1,2731	76,3888	4,5833
120	2880	33,333	2000,00	120	1,3888	83,3333	5,0000
130	3120	36,111	2166,66	130	1,5045	90,2777	5,4166
140	3360	38,888	2333,33	140	1,6203	97,2222	5,8333
150	3600	41,666	2500,00	150	1,7360	104,1666	6,2500
160	3840	44,444	2666,66	160	1,8518	111,1111	6,6666
170	4080	47,222	2833,33	170	1,9675	118,0555	7,0833
180	4320	50,000	3000,00	180	2,0833	125,0000	7,5000
190	4560	52,777	3166,66	190	2,1990	131,9444	7,9166
200	4800	55,555	3333,33	200	2,3148	138,8888	8,3333
300	7200	83,333	5000,00	300	3,4722	208,3333	12,5000
400	9600	111,111	6666,66	400	4,6296	277,7777	16,6666
500	12000	138,888	8333,33	500	5,7870	347,2222	20,8333
600	14400	166,666	10000,00	600	6,9444	416,6666	25,0000
700	16800	194,444	11666,66	700	8,1018	486,1111	29,1666
800	19200	222,222	13333,33	800	9,2592	555,5555	33,3333
900	21600	250,000	15000,00	900	10,4166	625,0000	37,5000
1000	24000	277,777	16666,66	1000	11,5740	694,4444	41,6666

Beispiel. Wieviel sl entsprechen 479,65 cbm im Tag?

400	dcbm	=	4,6296	sl
70	"	=	0,8101	"
9	"	=	0,1041	"
0,6	"	=	0,0069	"
0,05	"	=	0,0006	"
<hr/>				
479,65	dcbm	=	5,5513	sl

Anmerkung. Es ist

1 Tag	=	1440 Minuten	=	86 400 Sekunden,
1 Jahr (365 Tage)	=	525 600 "	=	31 536 000 "

Nachtrag. Zu Seite 4. Bei dem Verfahren der Firma Briegleb, Hansen & Co. bedeutet v die Geschwindigkeit im Stromstrich. Leider vermochte die Firma nicht mehr zu ermitteln, auf welche Weise die Koeffizientenwerte m bestimmt worden sind.



Darstellung
 von
 Q und v
 in Funktion
 der
 Fülltiefe.

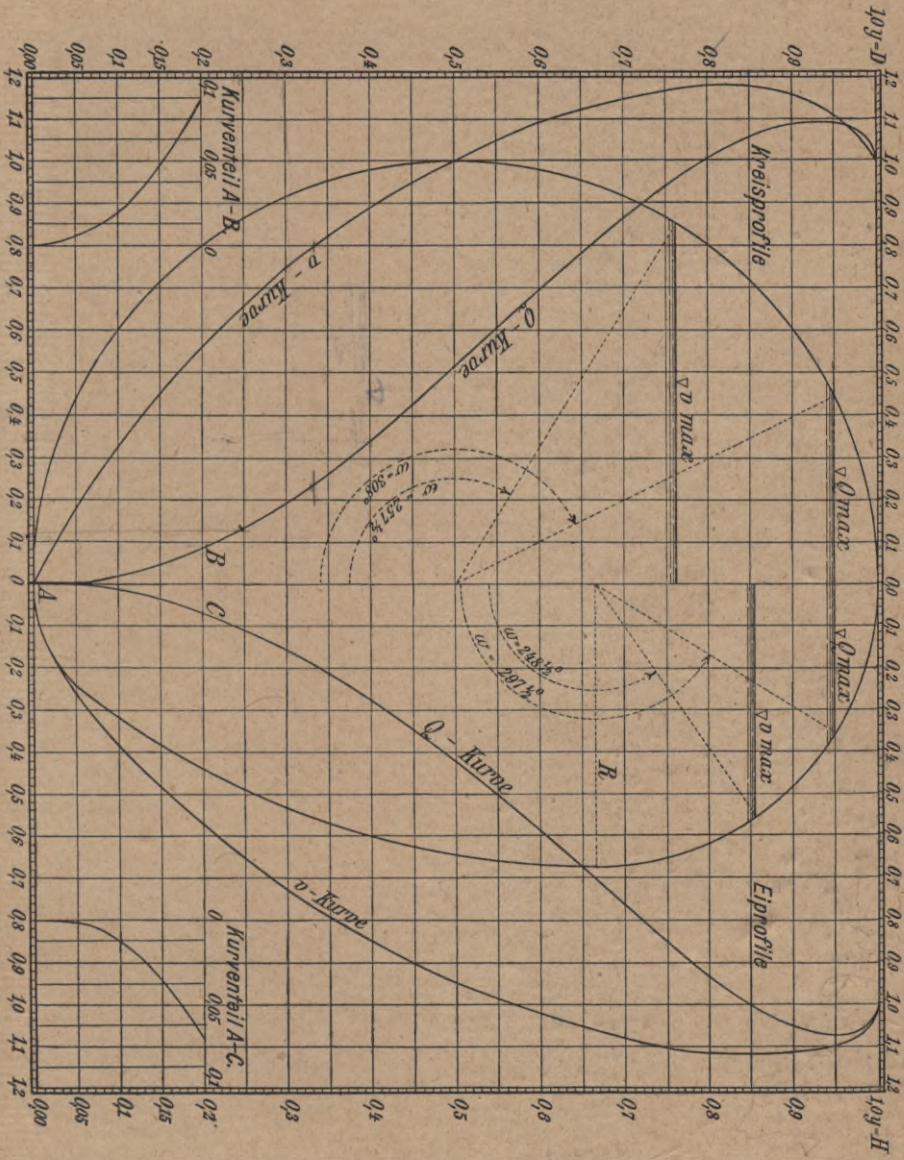


Fig. 9.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej

A



II-357263

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000325740