

# Hydraulik naturnaher Fließgewässer

## Teil 2 – Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen





# Hydraulik naturnaher Fließgewässer

## Teil 2 – Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen



Herausgegeben von der  
Landesanstalt für Umweltschutz  
Baden-Württemberg  
1. Auflage  
Karlsruhe 2002

**IMPRESSUM**

<b>Herausgeber</b>	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg  76157 Karlsruhe · Postfach 21 07 52, <a href="http://www.lfu.baden-wuerttemberg.de">http://www.lfu.baden-wuerttemberg.de</a>
<b>ISSN</b>	1436-7882 (Bd. 75, 2002)
<b>Bearbeitung</b>	Universität Karlsruhe (TH), Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
<b>Redaktion</b>	Landesanstalt für Umweltschutz Referat 41
<b>Umschlaglayout</b>	Stefan May ♦ Grafik-Design, 76227 Karlsruhe
<b>Titelbild</b>	Jutta Ruloff ♦ Dipl. Designerin, 76275 Ettlingen
<b>Druck</b>	Stork Druck GmbH, 76646 Bruchsal
<b>Umwelthinweis</b>	gedruckt auf Recyclingpapier aus 100 % Altpapier
<b>Bezug über</b>	Verlagsauslieferung der LfU bei JVA Mannheim - Druckerei, Herzogenriedstr. 111, 68169 Mannheim Telefax 0621/398-370
<b>Preis</b>	12 €
<b>Nachdruck</b>	2004

Nachdruck - auch auszugsweise - nur mit Zustimmung des Herausgebers unter Quellenangabe und Überlassung von Belegexemplaren gestattet.

# Inhaltsverzeichnis

## Zusammenfassung

<b>1. Hinweise zum Leitfaden .....</b>	<b>6</b>
<b>2. Theoretische Grundlagen .....</b>	<b>10</b>
2.1 Grundlagen der Wasserspiegellagenberechnung.....	10
2.1.1 Leicht ungleichförmiger Abfluss .....	10
2.1.2 Stark ungleichförmiger Abfluss .....	15
2.2 Gültigkeitsbereich der Analytischen Ansätze.....	16
2.3 Grobstrukturen naturnaher Fließgewässer .....	22
2.3.1 Kompakte Gerinne .....	24
2.3.2 Gegliederte Gerinne.....	27
<b>3. Praktische Vorgehensweise .....</b>	<b>29</b>
3.1 Einführung .....	29
3.2 Voranalysen / Arbeitsvorbereitung.....	29
3.2.1 Formulierung des Untersuchungszieles .....	29
3.2.2 Definition der Mindestanforderungen .....	31
3.2.3 Recherche der verfügbaren Daten.....	32
3.3 Zusammenstellung der verfügbaren Daten.....	33
3.3.1 Aufbereitung von Geometriedaten .....	33
3.3.2 Aufbereitung hydrologischer Daten.....	33
3.4 Erhebung des Ist-Zustandes des Gewässers.....	33
3.5 Einteilung des Gewässers in typische Grobstrukturen .....	35
3.6 Berechnung de Wasserspiegellagen .....	35
3.7 Simulation verschiedener Szenarien .....	36
3.8 Lokalisierung des Handlungsbedarfs und Empfehlungen für Maßnahmen der Gewässerunterhaltung .....	36
<b>4. Widerstandsverhalten von Grobstrukturen .....</b>	<b>37</b>
<b>5. Symbolverzeichnis .....</b>	<b>207</b>
<b>6. Literaturverzeichnis.....</b>	<b>209</b>

## Hydraulik naturnaher Fließgewässer

### Teil 1: Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren

- Hydraulische Grundlagen; allgemeines Fließgesetz
- Ansatz zur Abflussberechnung nach Gauckler-Manning-Strickler; Definition des Rauheitsbeiwertes  $k_{st}$
- Literaturangaben für den Rauheitsbeiwert  $k_{st}$  (tabellarischer Vergleich)
- Erfassen und Bewerten von Bewuchs, Geschwemmsellinien, Hochwassermarken und Gerinnegeometrien für eine empirische hydraulische Berechnung
- Vorgehensweise bei der Berechnung; Erfassen der hydraulischen Situation; richtiges Anwenden der Verfahren
- Beispiele

### Teil 2: Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen

- Theoretische Grundlagen; Gültigkeitsbereich der analytischen Ansätze
- Praktisches Vorgehen; Berechnungsverfahren naturnaher Fließgewässer unter Berücksichtigung von Grobstrukturen

### Teil 3: Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg

- Bedeutung der Beiwerte für eine hydraulische Berechnung
- Dokumentation und Vergleich verschiedener Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für ausgewählte Gewässerteilstrecken in Baden-Württemberg
- Katalogisierter Aufbau mit Fortschreibungs- und Übertragungsmöglichkeit auf DV-Systeme

### Teil 4: Numerische Modelle zur Strömungssimulation

- Erläuterung der numerischen Verfahren (1-D bis 3-D), deren Grundlagen und Anwendungsbereiche sowie Anwendungsgrenzen)
- Erfahrungssammlung aus Ingenieurbüros und Universitäten des Landes
- Testdatensatz für kommerzielle numerische Programme
- Sonderfall: vereinfachtes Excel-Modul „Pegelhydraulik“

## Zusammenfassung

Der vorliegende Leitfadenteil „Hydraulik naturnaher Fließgewässer, Teil 2 – Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen“ ist Bestandteil der Schriftenreihe „Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie“. In dieser Schriftenreihe werden Arbeitshilfen zur naturnahen Gewässerentwicklung und –unterhaltung sowie zum naturnahen Wasserbau herausgegeben.

Mit diesem Leitfaden, der sich gleichermaßen an Behörden, Planer und Lehrinstitutionen richtet, sollen dem Anwender neue Methoden zur hydraulischen Berechnung naturnaher Fließgewässer vermittelt werden.

Die derzeit vorliegenden 4 Teile des Leitfadens (siehe Übersicht) bauen thematisch aufeinander auf, sind jedoch in sich abgeschlossen. In jedem Teil wird ein Themenbereich der „Hydraulik naturnaher Fließgewässer“ für sich verständlich dargestellt. Weitere Themen wie z.B. die „Morphodynamik der Fließgewässer“ können bei Bedarf, bei weiterentwickelten praktikablen Berechnungsverfahren und neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen aufgenommen werden.

Der vorliegende Teil 2 lässt sich in 3 Themenschwerpunkte aufteilen. Zuerst werden die theoretischen Grundlagen der Hydraulik und die bestehenden analytische Ansätze zur Berechnung behandelt. Die Anwendbarkeit der Berechnungsansätze muss für die jeweilige Ausgangssituation am Gewässer geprüft werden.

Für das praktische Vorgehen bei der hydraulischen Berechnung werden Ablaufdiagramme zur Verfügung gestellt. Hierdurch wird die Anwendung der Verfahren erleichtert. Es wird auf die einzelnen Arbeitsschritte, von der Arbeitsvorbereitung durch Datenerhebung und Auswertung bis hin zur Berechnungsdurchführung und den Verwendungsmöglichkeiten der Ergebnisse, eingegangen.

Den zentralen Teil bildet der Abschnitt „Widerstandsverhalten der Grobstrukturen“. Darin werden fallweise 18 Grobstrukturen dokumentiert. Für die Mehrzahl dieser Strukturen sind die dazu existierenden Berechnungsansätze zur Bestimmung des Widerstandsverhalten aufgeführt. Für die meisten Strukturen wird ein Ansatz zur Anwendung empfohlen. Ein Strukturdiagramm erläutert den Berechnungsablauf und anhand eines Beispiels wird die Anwendung erklärt.

Diese Grundlagen und Anwendungen sind wichtig für die Einschätzung der Leistungsfähigkeit eines Gerinnes in und außerhalb von Ortslagen und damit von großer Bedeutung in bezug auf die Gewässerunterhaltung und zum Schutz der Anlieger vor Hochwasser.

## 1. Hinweise zum Leitfaden

Die Wiederherstellung und Erhaltung einer intakten Umwelt stellt die wichtigste Aufgabe der Wasserwirtschaft dar. Eine Voraussetzung hierfür sind Gewässer, die möglichst viele natürliche Elemente enthalten, über eine gute Wasserqualität verfügen und somit als Lebensraum für eine artenreiche Flora und Fauna dienen.

Deshalb sind in den verschiedensten Bereichen des Wasserbaus, im Flussbau, bei der Sicherstellung der Vorflut urbaner und landwirtschaftlich genutzter Gebiete, bei Maßnahmen des Hochwasserschutzes und der Wildbachverbauung sowie beim Energie- und Verkehrswasserbau Gewässer naturnah zu erhalten oder herzustellen.

Mit dem vorliegenden Leitfaden sollen dem Anwender verschiedene Methoden zur hydraulischen Berechnung naturnaher Fließgewässer erläutert werden.

Der Leitfaden besteht derzeit aus vier Teilen, die schwerpunktmäßig jeweils ein bestimmtes Themengebiet bearbeiten. Die Gliederung der aufeinander aufbauenden Teile ist der Abbildung „Hydraulik naturnaher Fließgewässer“ (Seite 4) zu entnehmen. Weitere Themen wie z.B. die „Morphodynamik der Fließgewässer“ können zukünftig aufgenommen werden.

*„Schon bisher war die hydraulische Bemessung der Abflussquerschnitte von Fließgewässern schwierig und mit vagen Annahmen verbunden. [...] Keine großen Schwierigkeiten im Umgang mit Zahlen, hydraulischen Tafeln und Tabellen hat nur der Anfänger. Wer dagegen Gelegenheit hatte zu beobachten, wie sich ausgebaute Gewässer im Laufe von Jahrzehnten mannigfaltig verändern und damit ursprüngliche Berechnungsrundlagen hinfällig werden, der wird die Berechnung wohl nicht ganz in Frage stellen, ihre Bedeutung aber entsprechend gewichten. Wie in der Natur eine Normung unmöglich ist, so entzieht sich auch ein Fließgewässer aufgrund seiner natürlichen und im Voraus nicht bestimm- baren Eigendynamik allen Berechnungsregeln.“* Zitat von G. SCHADE.

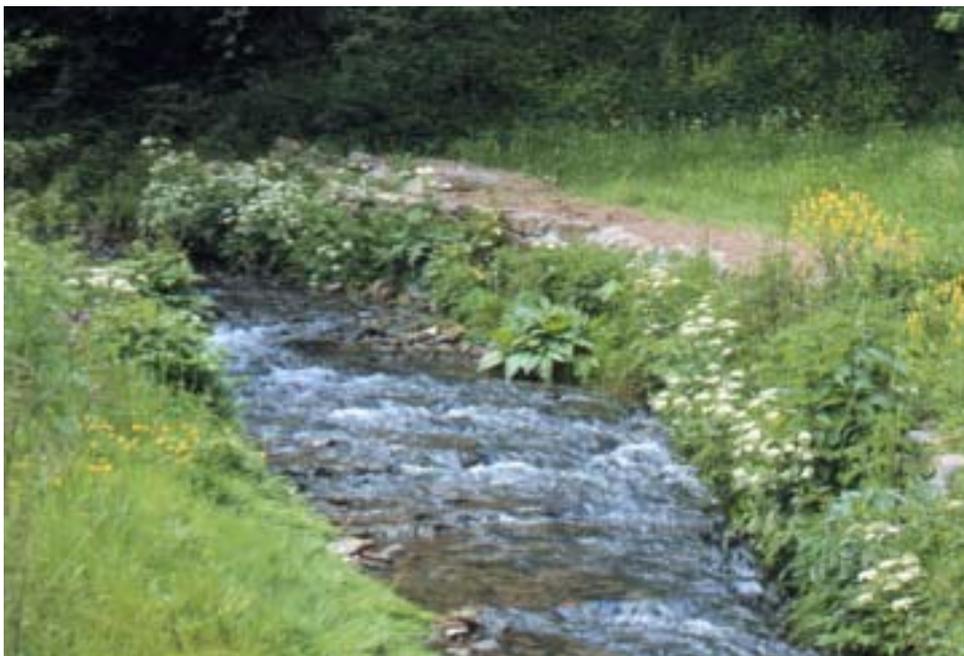


Abb. 1.1: Natürlicher Gewässerverlauf eines Baches mit Uferbewuchs

Um einen inhaltlichen Überblick zu geben, wird nachfolgend jeder Teil des Leitfadens kurz beschrieben.

### **Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 1** **„Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren“**

**Teil 1** beschäftigt sich mit den Grundlagen und den empirischen hydraulischen Berechnungsverfahren. Ziel dieses Leitfadens ist es, dem Anwender einen Einblick in die hydraulischen Gesetzmäßigkeiten von Fließvorgängen zu geben. Dabei wird schwerpunktmäßig auf einfache und anwenderfreundliche Formeln und Verfahren eingegangen, um dem Leser die Grundlagen der angewandten Fließgewässerhydraulik verständlich zu machen.

### **Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 2** **„Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen“**

Im vorliegenden **Teil 2** wird auf Grundlage von eindimensionalen Berechnungsverfahren in übersichtlicher Form für jede Grobstruktur jeweils ein geeignetes Berechnungsverfahren vorgestellt. Nachfolgende Themenblöcke werden behandelt:

- **Theoretische Grundlagen**
- **Praktische Vorgehensweise**
- **Grundlagen zur Berechnungsdurchführung**

Dieser Teil des Leitfadens ermöglicht es dem Anwender, das Widerstandsverhalten lokaler naturnaher Fließgewässerstrukturen abzuschätzen. Erstmals sind die Berechnungsverfahren mit Ablaufdiagrammen und praktischen Beispielen erläutert.

### **Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 3** **„Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg“**

**Teil 3** des Leitfadens dient als Ergänzung der vorliegenden ersten beiden Teile. In katalogisierter und übersichtlicher Form wird eine Dokumentation von Rauheits- und Widerstandsbeiwerten für ausgewählte naturnahe Gewässerteilstrecken in Baden-Württemberg aufgezeigt. Neu hierbei ist, dass neben den empirischen Rauheits-Beiwerten auch die Widerstandsbeiwerte für Bewuchs- und Sohlstruktur angegeben werden. Damit wird es dem Anwender ermöglicht, einerseits ein Gefühl für die empirischen Rauheitsbeiwerte zu entwickeln und andererseits direkt einen Bezug zu den analytischen Berechnungsverfahren, wie sie im Teil 2 beschrieben werden, zu bekommen.

### **Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 4** **„Numerische Modelle zur Strömungssimulation“**

**Teil 4** des Leitfadens beschreibt gegenwärtig angewandte, numerische Berechnungsverfahren. Grundlage hierfür ist eine von der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU) durchgeführte Umfrage bei Ingenieurbüros in Baden-Württemberg. Die einzelnen Berechnungsverfahren werden dabei prinzipiell erläutert, ohne dass auf mathematisch-theoretische Details näher eingegangen wird. Es soll gezeigt werden, auf welche numerische Grundlagen DV-gestützte Berechnungsverfahren aufbauen, wie sie prinzipiell arbeiten und wo deren Anwendungsbereiche und –grenzen liegen. Dabei werden eindimensionale, zweidimensionale und dreidimensionale Verfahren erläutert und typische Einsatzmöglichkeiten genannt. Zusätzlich wird ein Datensatz zum Testen kommerzieller EDV-Programme beigefügt. Die Daten stammen von einer Pilot-Gewässerstrecke der LfU. Zur Durchführung hydraulischer Berechnungen an Pegeln für Planung und Plausibilisierung wird ein Excel-Modul mit Benutzeranleitung beigefügt.



Abb. 1.2: Jungweiden an der Pilotstrecke Murr im Bereich Steinheim, die sich infolge eines Hochwassers umgelegt haben.

Wie die Bewuchscharakteristik vor Ort aufgenommen werden sollte, damit der abflussreduzierende Bewuchseinfluss in einer Berechnung simuliert werden kann, wird im Teil 1 und 2 des Hydraulik-Leitfadens beschrieben.

Abb. 1.3: Mäandrierende Mittelwasserläufe stellen bei einer hydraulischen Berechnung einen schwierigen Fall dar.

Welche Reibungsverluste treten infolge der Krümmungen auf? Wie wirkt sich der Uferbewuchs auf die Abflussleistung aus?

Besonders aufwendig wird eine Berechnung ab Wasserständen, bei denen das Wasser aus dem Mittelwasserbett austritt und zusätzlich über die Vorländer strömt.

In solchen Fällen muss die hydraulische Situation sehr sorgfältig abgeschätzt und durch entsprechende Berechnungsannahmen umgesetzt werden.

Arbeitshilfen dazu werden in den Teilen 1, 2 und 3 gegeben.



Abb. 1.4: Im Strömungsschatten eines Brückenpfeilers hat sich durch Sedimentation eine Insel gebildet.

Mit Hilfe von Teil 2 kann abgeschätzt werden, wie sich die Ablagerung auf die Abflussleistung des Gerinnes auswirkt und welche eigendynamische Entwicklung zu erwarten ist.



Abb.1.5: Extrem dichter Uferbewuchs hat meistens starke Auswirkungen auf den Wasserstand und Abfluss bei Hochwasserereignissen.

Gerade bei Weichhölzern kommt es ab einem bestimmten Wasserstand infolge der Strömungskraft zu einem plötzlichen „Umlegen“ des Bewuchses. Damit verringert sich dann das Widerstandsverhalten der Ufergehölze schlagartig.

All diese Einwirkungen müssen bei einer hydraulischen Berechnung berücksichtigt werden. Wie das durch vereinfachte Annahmen möglich ist, wird im Teil 1 beschrieben. Im Teil 2 werden dazu analytische Berechnungsverfahren erläutert.



Abb. 1.6: Aufweitung des Flussschlauches durch eingebaute Inseln bei der renaturierten Gewässerstrecke in der Ortslage Pforzheim (Enz) bei Mittelwasserabfluss. Welchen Einfluss haben die Inselstrukturen bei Hochwasser und wie wird dadurch die Abflussleistung beeinträchtigt? Ansätze zur hydraulischen Berechnung werden im Leitfaden Teil 1 und Teil 2 gegeben.

## 2. Theoretische Grundlagen

### 2.1 Grundlagen der Wasserspiegellagenberechnung

In diesem Abschnitt werden die allgemeinen Grundlagen der Wasserspiegellagenberechnung vorgestellt. Damit soll dem Anwender das Verständnis der funktionalen Zusammenhänge der geometrischen und hydraulischen Parameter erleichtert werden.

Bezüglich der Wirkung naturnaher Strukturelemente auf die Wasserspiegellage bzw. der damit verbundenen Verluste gilt es, zwischen zwei grundlegenden Berechnungsansätzen zu unterscheiden:

- leicht ungleichförmiger Abfluss,
- stark ungleichförmiger Abfluss.

#### 2.1.1 Leicht ungleichförmiger Abfluss

Der Abfluss in offenen Gerinnen wird als *gleichförmig* bezeichnet, wenn sich die Strömungscharakteristiken, wie Wassertiefe, Geschwindigkeit und Geschwindigkeitsverteilung in Strömungsrichtung nicht ändern. Diese Bedingungen können streng genommen nur in einem prismatischen Gerinne mit gleichbleibender Rauheit erfüllt werden, und selbst dort nur in ausreichend großen Abständen von Übergangsbauwerken oder Abflussstörungen jeglicher Art (s.a. NAUDASCHER [1992]). Für naturnahe Gerinne mit vielen verschiedenen Strukturelementen ist daher eher ungleichförmiger bzw. stark ungleichförmiger Abfluss anzusetzen.

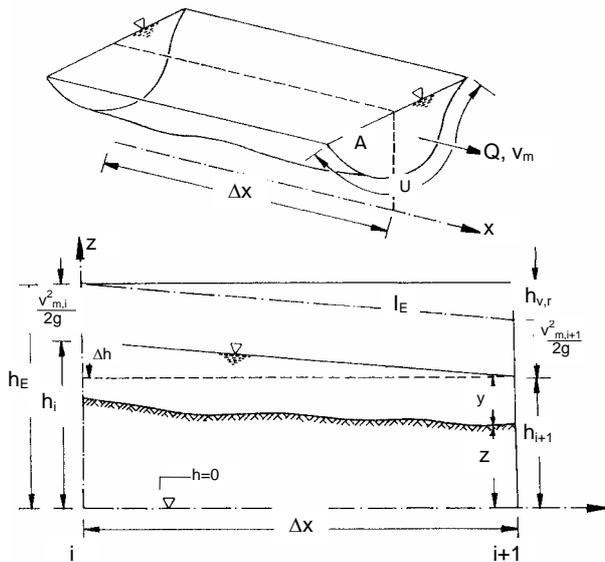
Die leicht ungleichförmigen Strömungen zeichnen sich dadurch aus, dass die Änderungen der Wasserspiegellage auf relativ langen Fließstrecken vorwiegend durch Wand- und Sohlenwiderstände beeinflusst werden. Für diese Fälle lässt sich zur Bestimmung der Wasserspiegellage die Energiehöhenbilanz nach BERNOULLI zwischen zwei Querschnitten aufstellen, die sich gemäß Abb. 2.1 wie folgt ergibt:

$$h_{i+1} + \frac{v_{m,i+1}^2}{2g} + h_{v,r} = h_i + \frac{v_{m,i}^2}{2g} \quad (1)$$

mit:  $h_{v,r} = \Delta x \cdot I_E$

Der Gleichung (1) liegen folgende Annahmen zugrunde:

- eindimensionale Betrachtungsweise,
- abschnittsweise konstante Sohlenneigungen mit stetigen Übergängen,
- stationäre Strömung,
- prismatische Gewässergeometrie, d.h. keine plötzlichen Geometrieänderungen,
- vernachlässigbare Stromlinienkrümmung an allen Stellen, so dass hydrostatische Druckverteilung vorausgesetzt werden kann (Bedingung für Bernoulli-Gleichung),
- voll turbulente Strömung (der Rauheitsbeiwert ist unabhängig von der Reynoldszahl  $Re$ ).



- A = durchströmte Fläche
- g = Erdbeschleunigung
- h = piezometrische Höhe
- $h_E$  = Energiehöhe über Bezugsniveau
- $h_{v,r}$  = Verlusthöhe
- $I_E$  = Energielinienneigung
- Q = Durchfluss
- U = benetzter Umfang
- $v_m$  = mittlere Fließgeschwindigkeit
- x = Fließrichtung
- y = Wassertiefe
- z = geodätische Höhe
- $\Delta h$  = Differenz der piezometrischen Höhen
- $\Delta x$  = Fließweglänge

Abb. 2.1: Definitionsskizze zur Energiehöhenbilanz.

Werden in Gl. (1) die Geschwindigkeiten mittels der Kontinuitätsgleichung durch den Quotienten aus Durchflussmenge und durchflossener Querschnittsfläche

$$Q = v_m \cdot A \Rightarrow v_m = Q / A \quad (2)$$

ersetzt, so bleibt als Unbekannte – außer den in  $h_{i+1}$  bzw.  $A_{i+1}$  enthaltenen Wassertiefen – nur die Energielinienneigung  $I_E$  zu bestimmen. Dazu wird für  $I_E$  der Mittelwert der Energielinienneigung in den Randquerschnitten (i und i+1) angesetzt:

$$\Delta x \cdot I_E = \frac{\Delta x}{2} \cdot (I_{E,i} + I_{E,i+1}) \quad (3)$$

Die lokalen Werte für die Energielinienneigung können nun mit Hilfe von Fließformeln berechnet werden.

### Fließformeln:

Die meisten gebräuchlichen Fließformeln gehen auf die bereits von BRAHMS im Jahre 1757 vorgeschlagene und durch DE CHÉZY im Jahre 1768 formulierte Gleichung zurück (aus: HAGER [1994]). Der Ansatz resultiert aus einer Gleichgewichtsbetrachtung aller an einem Wasserelement angreifenden Kräfte (unter der Voraussetzung der gleichförmig stationären Bewegung) und lautet:

$$v_m = C \cdot \sqrt{R \cdot I_E} \quad (4)$$

Durch den Beiwert C (Dimension  $m^{1/2}/s$ ) werden alle Einflüsse wie Oberflächenrauheit, Formwiderstand, Linienführung und Querschnittsform erfasst. Mit der Bestimmung des empirischen Faktors C beschäftigten sich zahlreiche Autoren, so dass heute eine Fülle weiterer Fließformeln der gleichen Grundstruktur existieren. Unter der Vielzahl *empirisch* entwickelter Formeln sei hier als die bekannt-

teste die weit verbreitete GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel [1923] (GMS-Formel) herausgegriffen. Die Formel lautet:

$$v_m = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad \text{oder} \quad v_m = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (5)$$

mit:

$k_{St}$	=	Stricklerbeiwert
$n$	=	Manningbeiwert
$R$	=	hydraulischer Radius.

Während in der englischen Literatur fast ausschließlich der Manningbeiwert  $n$  zu finden ist, ist im deutschsprachigen Raum die Verwendung des Stricklerbeiwertes  $k_{St}$  üblich. Die beiden Werte sind einander umgekehrt proportional:

$$k_{St} = \frac{1}{n} \quad (6)$$

In Gl. (5) wird durch den dimensionsbehafteten Stricklerbeiwert der entlang des benetzten Umfangs auftretende Strömungswiderstand berücksichtigt. Der Beiwert enthält somit analog dem C-Beiwert die Verluste infolge Oberflächenrauheit, Formwiderstand, Querschnittsform und Linienführung. Eine Sammlung verschiedener  $k_{St}$ -Werte kann dem Hydraulik-Leitfaden Teil 1 bzw. dem Teil 3 entnommen werden.

Für die GMS-Formel ergeben sich folgende *Einschränkungen* (s.a. RITTERBACH [1988]):

- Der  $k_{St}$ -Wert ist nicht dimensionslos und deshalb nicht unabhängig von der absoluten Größe des Gerinnes
- Die Annahme einer Proportionalität des Reibungswiderstands zum benetzten Umfang ist bei gegliederten Querschnittsformen, unterschiedlichen Rauheiten in verschiedenen Querschnittsbereichen sowie bei durch- bzw. überströmtem Baum- oder Strauchbewuchs nicht gegeben. Die in diesen Fällen zusätzlich wirkenden Fließwiderstände werden nicht berücksichtigt.
- Der Zähigkeitseinfluss und das Widerstandsgesetz werden nicht beachtet, wodurch der  $k_{St}$ -Beiwert nur für sehr große Reynoldszahlen und mittlere relative Rauheiten gültig ist (s.a. Kap. 2.2).

Die *Vorzüge* der GMS-Formel liegen vor allem in ihrer einfachen Handhabung. Außerdem kann bei der notwendigen Schätzung der Strickler-Beiwerte auf zahlreiche Erfahrungen zurückgegriffen werden (s.a. Hydraulik-Leitfaden Teil 1). Als Summenparameter eignet sich der Stricklerbeiwert jedoch nicht zur Berechnung von Einzelwiderständen oder räumlich begrenzten Schubspannungen. Für diesen Fall muss auf physikalisch fundierte Ansätze zurückgegriffen werden.

Im Gegensatz zu den empirischen Fließformeln, wie etwa der GMS-Formel, basieren die logarithmischen Fließgesetze auf turbulenz-theoretischen Ansätzen aus der Rohrhydraulik. COLEBROOK-WHITE [1937] erweiterten die von DARCY-WEISBACH für Rohrströmungen aufgestellte Fließformel zur Anwendung auf Gerinneströmungen. Die als „universelles Fließgesetz“ in die Literatur eingegangene Gleichung lautet:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g} \cdot \sqrt{R \cdot I_E} \quad (7)$$

mit:  $\lambda$  = dimensionsloser Widerstandsbeiwert.

Der Widerstandsbeiwert  $\lambda$  ist dimensionslos und für prismatische Gerinne eine Funktion von:

$$\lambda = f \left( \text{Re}, \frac{k_s}{R}, \text{Querschnittsform, Rauheitsstruktur, Linienführung} \right) \quad (8)$$

mit:  $\text{Re}$  = Reynoldszahl  
 $k_s$  = äquivalente Sandrauheit nach NIKURADSE [1932].

Mit den Versuchsdaten von BAZIN [1865] hat KEULEGAN [1938] für kompakte Gerinne unterschiedlicher Querschnittsform analog COLEBROOK-WHITE [1937] für den Widerstandsbeiwert  $\lambda$  folgende Beziehung erhalten:

$$\frac{v_m}{v_0^*} = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R}{k_s} \right) + Br \quad (9)$$

mit:  $v_0^*$  = Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit  
 $Br = 6,50$  für kreisförmige Rohre  
 $Br = 6,27$  für Trapezgerinne ( $B/y \approx 8$ )  
 $Br = 6,02$  für sehr breite Rechteckgerinne ( $R \approx y$ )

Für breite Rechteckgerinne wird für die Konstante  $Br$  häufig ein Wert von 6,25 angenommen (siehe z.B. GRAF [1991] sowie KIRONOTO und GRAF [1992]). Nach den Untersuchungen von KEULEGAN (aus: HEY [1979]) gilt der Wert von 6,25 für relative Breiten von  $B/y \approx 10$  und nach KIRONOTO und GRAF [1992] für große relative Überdeckungen von  $y/k_s > 20$  (Abb. 2.2). Für kleine relative Überdeckungen von  $y/k_s < 4$  wird von KIRONOTO und GRAF [1992] für  $Br$  der Wert von 3,25 empfohlen. Im Zwischenbereich von  $4 < y/k_s < 20$  geben die Autoren eine lineare Beziehung zwischen den beiden Werten von 6,25 und 3,25 an (siehe Abb. 2.2). Rouse [1965] stellte auch eine Abhängigkeit dieser Konstanten von der Froude-Zahl fest.

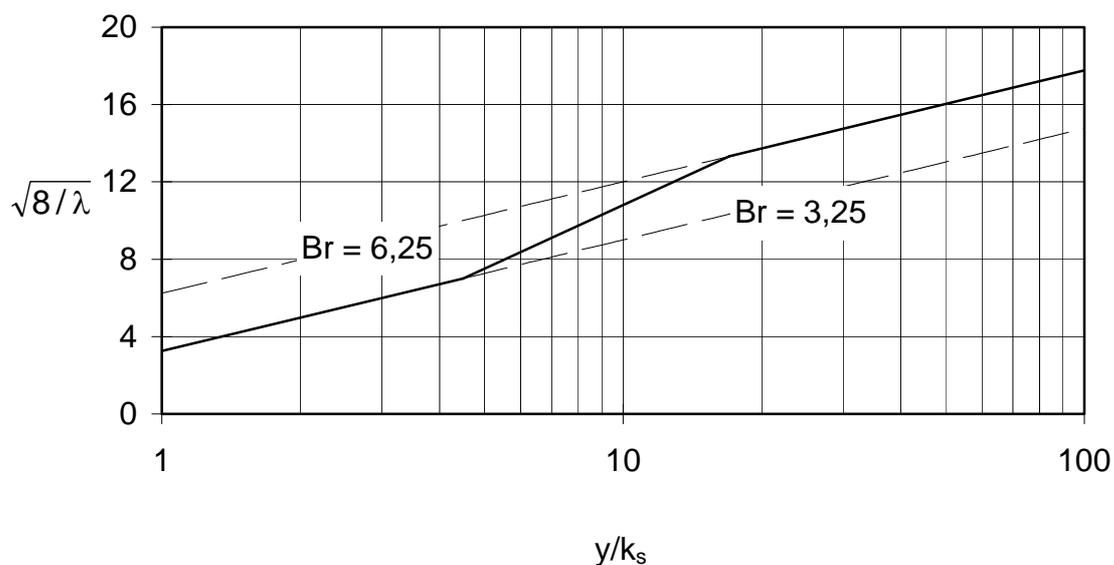


Abb. 2.2: Der Widerstandsbeiwert  $\lambda$  als Funktion der relativen Überdeckung  $y/k_s$  (aus: KIRONOTO und GRAF [1992]).

Obwohl der Ansatz von COLEBROOK-WHITE physikalisch-theoretisch fundiert und dimensionslos aufgebaut ist, wird er in der praktischen Berechnung des leicht ungleichförmigen Abflusses selten angewendet, da er meistens einen hohen Rechenaufwand erfordert (v.a. bei einer Gliederung der  $\lambda$ -Werte in Flächen-, Formrauheit und Trennflächenwiderstände). Zudem liegen über die anzusetzenden äquivalenten Sandrauheiten  $k_s$  wenig Erfahrungen vor, so dass auf die verschiedenen existierenden expliziten Bestimmungsgleichungen für  $\lambda$  zurückgegriffen werden muss. Da außerdem ein natürliches Gerinne ständig wechselnden Einflussfaktoren unterliegt, wird häufig Berechnungsverfahren der Vorzug gegeben, die mit möglichst wenig Parametern die einzelnen schwer zu quantifizierenden Einflüsse *pauschal* erfassen.

Werden nun die Gln. (2), (3) u. (5) bzw. (7) in Gl. (1) eingesetzt, so ergeben sich durch Auflösung nach  $h_i$  folgende Beziehungen zur Bestimmung der Wasserspiegellage für den leicht ungleichförmigen Abfluss:

$$h_i = h_{i+1} + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q^2}{A_{i+1}^2} - \frac{Q^2}{A_i^2} \right) + \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{Q^2}{k_{St,i}^2 A_i^2 R_i^{4/3}} + \frac{Q^2}{k_{St,i+1}^2 A_{i+1}^2 R_{i+1}^{4/3}} \right) \quad (10a)$$

$$h_i = h_{i+1} + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q^2}{A_{i+1}^2} - \frac{Q^2}{A_i^2} \right) + \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{\lambda_i Q^2}{8g \cdot A_i^2 R_i} + \frac{\lambda_{i+1} Q^2}{8g \cdot A_{i+1}^2 R_{i+1}} \right) \quad (10b)$$

Bei Kenntnis der Querschnittsabmessungen und der Widerstandsbeiwerte  $k_{St}$  bzw.  $\lambda$  kann jetzt mit diesen Gleichungen, ausgehend von bekannten Verhältnissen im Querschnitt  $i+1$ , die Wasserspiegellage im Querschnitt  $i$  iterativ berechnet werden. Das bedeutet, dass die Berechnung der Wasserspiegellage bzw. des Energieverlustes längs des Fließweges  $\Delta x$  auf das Problem der Bestimmung von Widerstandsbeiwerten naturnaher Strukturelemente zurückgeführt wird.

Für die Festlegung des Anfangsquerschnittes zur Berechnung der Wasserspiegellage ist die Froude-Zahl  $Fr$  bestimmend. Die Froudezahl lässt sich als Quotient von mittlerer Fließgeschwindigkeit und Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit an der Oberfläche des Gewässers interpretieren. Es gilt:

$$Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot A / B_0}} \quad (11)$$

mit:  $B_0$  = Gewässerbreite an der Wasseroberfläche

Anhand der Froude-Zahl lassen sich folgende Strömungszustände zuordnen:

- $Fr > 1$  : *schießender Abfluss*; Abflusskontrolle im Oberwasser, Schwerewellen können sich nicht mehr nach Oberstrom fortpflanzen
- $Fr = 1$  : *Grenzabfluss*, Abflusskontrolle im Querschnitt
- $Fr < 1$  : *strömender Abfluss*; Abflusskontrolle im Unterwasser, Schwerewellen können sich nach Oberstrom fortpflanzen

Für die meisten Gewässer ist der Abfluss strömend, so dass die Wasserspiegellagenberechnung vom unteren Querschnitt ausgehend nach Oberstrom durchgeführt werden muss, wie dies auch in Gl. (10a) bzw. (10b) durch die Auflösung nach  $h_i$  erfolgte. Für schießenden Abfluss wird die Berechnung in Fließrichtung vorgenommen.

### 2.1.2 Stark ungleichförmiger Abfluss

Stark ungleichförmige Abflüsse sind dadurch gekennzeichnet, dass eine Änderung der Wasserspiegellage auf relativ kurzen Fließstrecken erfolgt. Die Verluste werden demnach durch lokale Beschleunigungen oder Verzögerungen verursacht. Eine pauschale Berücksichtigung des Energieverlustes an der Störstelle (z.B. über den GMS-Ansatz) reicht daher nicht aus, um die Verlusthöhe zu berechnen!

Es müssen somit bei der Berechnung der Wasserspiegellage von Gewässern mit naturnahen Strukturelementen zwei Arten des Energieverlustes unterschieden werden:

- Energieverluste infolge *Oberflächenrauheit* (durch flächenhaften Wand- und Sohlenwiderstand)
- Energieverluste durch *Formrauheit* (örtlich konzentriert durch den Formwiderstand eines Störkörpers)

Die Energieverluste infolge Oberflächenrauheit werden durch die Einführung von Widerstandsbeiwerten erfasst, wie dies bereits angeführt wurde. Die Energieverluste infolge Formrauheit werden üblicherweise durch den Verlustbeiwert  $\zeta$  beschrieben. Nach physikalischen und dimensionsanalytischen Betrachtungen hängt der Verlustbeiwert  $\zeta$  von den folgenden Einflussgrößen ab (s.a. NAUDASCHER [1992]):

$$\zeta = f(\text{Randgeometrie, Rauheit, Anströmbedingungen, Re, Fr, u.a.}) \quad (12)$$

Die Randgeometrie beinhaltet im wesentlichen Längenverhältnisse, welche die  $\zeta$ -relevante Geometrie der Strömungsränder beschreiben. Die Anströmbedingungen werden in entscheidender Weise durch die Form und Lage evtl. Nachbarkörper beeinflusst. Die Reynoldszahl  $Re$  gewinnt nur bei kleinen  $Re$ -Werten an Bedeutung und wenn der Ablösepunkt der Strömung bei *abgerundeten* Körpern von der  $Re$ -Zahl beeinflusst wird. Die Froudezahl  $Fr$  bestimmt jenen Anteil von  $\zeta$ , der durch stehende Wellen bzw. eine verformte Wasseroberfläche verursacht wird, also den Wellenwiderstand.

Es ist üblich, Informationen über die *örtliche* Energieverlusthöhe  $h_{v, \delta}$  (Abb. 2.3) durch den Verlustbeiwert  $\zeta$  darzustellen. Ebenso werden Informationen über den Widerstand  $W$  eines Störkörpers durch den Widerstandsbeiwert  $C_w$  ausgedrückt.

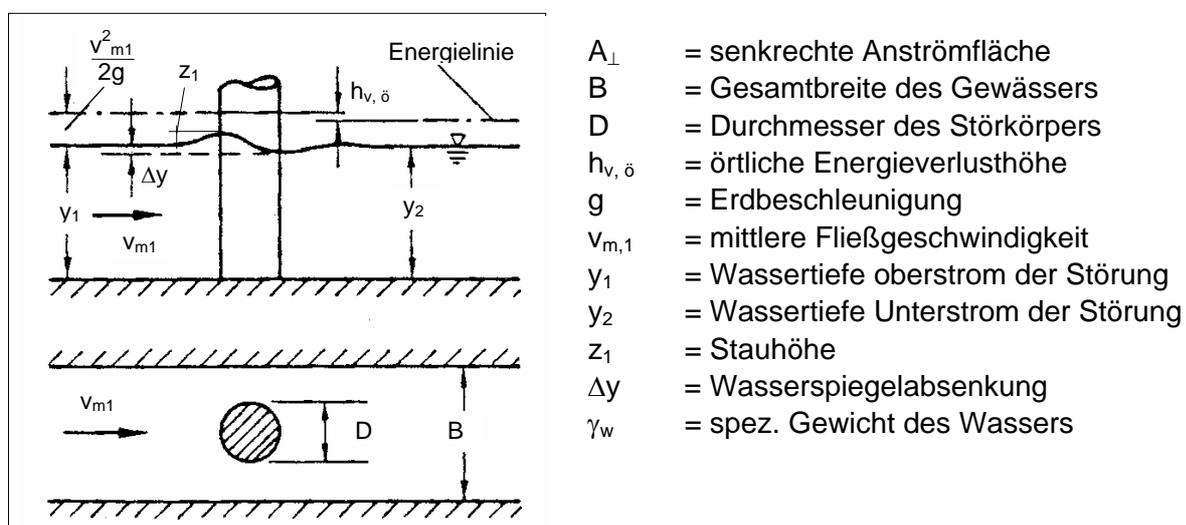


Abb. 2. 3: Strömungsverhältnisse in einem Gerinne mit Störkörper.

Betrachtet man die Strömungsverhältnisse in einem Gewässer mit Störkörper (Abb. 2.3), so lassen sich folgende Definitionsgleichungen angeben:

$$h_{v,\delta} = \zeta \cdot \frac{v_{m,1}^2}{2g} \quad (13)$$

und für den Strömungswiderstand  $W$  gilt:

$$W = C_w \cdot A_{\perp} \cdot \gamma_w \cdot \frac{v_{m,1}^2}{2g} \quad (14)$$

Zwischen den beiden Beiwerten  $\zeta$  und  $C_w$  besteht dabei der Zusammenhang

$$\zeta = \frac{A_{\perp}}{A_1} \cdot C_w \quad (15)$$

wobei  $A_1$  die ungestörte durchflossene Querschnittsfläche bezeichnet (Bereich oberstrom des Störkörpers) (NAUDASCHER [1992]).

Dies bedeutet aber, dass die gesamte Literatur über den Strömungswiderstand  $W$  unmittelbar auf die örtliche Energieverlusthöhe  $h_{v,\delta}$  übertragbar ist, und zwar sowohl hinsichtlich der physikalischen Zusammenhänge als auch hinsichtlich der Zahlenwerte für den Widerstandsbeiwert  $C_w$ .

**Im Allgemeinen geht man bei der praktischen Wasserspiegellagenberechnung nun so vor, dass man für ein Gewässersystem die örtlich konzentrierten Verluste (über  $\zeta$ -Werte) und die kontinuierlich verteilten Reibungsverluste (über  $\lambda$ - oder  $k_{st}$ -Werte) voneinander trennt und den Gesamtenergieverlust durch Superposition ermittelt.**

Bevor im praktischen Teil des Leitfadens diese Vorgehensweise auf das komplexe System naturnaher Fließgewässer angewendet wird, sollen an dieser Stelle noch einige Anmerkungen zum Gültigkeitsbereich der aufgeführten Formeln gemacht werden.

## 2.2 Gültigkeitsbereich der analytischen Ansätze

Nachfolgend sollen zur Eingrenzung des Gültigkeitsbereiches der aufbereiteten Beziehungen für den leicht ungleichförmigen Abfluss zunächst die zahlreichen Einflussfaktoren auf die Wasserspiegellage zusammengestellt werden. Anschließend soll mittels einer Dimensionsanalyse die Zahl der Einflussgrößen durch die Bildung von Kennzahlen vermindert werden.

Zur Formulierung des Problems wird der Abschnitt eines kompakten naturnahen Fließgewässers betrachtet. Dieser Gewässerabschnitt der Länge  $\Delta x$  und der Breite  $B$  wird von einem Fluid der Dichte  $\rho$  und der Zähigkeit  $\nu$ , auf das die Erdbeschleunigung  $g$  wirkt, mit der mittleren Geschwindigkeit  $v_m$  durchströmt. Die Wassertiefe sei  $y$ , die äquivalenten Sandrauheiten der Sohle und der Wand seien  $k_{s,s}$  bzw.  $k_{s,w}$ . Beim Durchströmen des Gerinnes entsteht ein Energieverlust, der als Höhe  $h_{v,r}$  angegeben wird (siehe Abb. 2.1). Für die Verlusthöhe  $h_{v,r}$  besteht eine Abhängigkeit der Form

$$h_{v,r} = f(\Delta x, B, y, g, k_{s,w}, k_{s,s}, \rho, \nu, v_m) \quad (16)$$

Geht man zu den Dimensionen über und stellt die Variablen  $h_{v,r}$ ,  $\Delta x$ ,  $B$ ,  $g$ ,  $k_{s,w}$ ,  $k_{s,s}$ ,  $\nu$  dimensionsmäßig durch Potenzprodukte der drei Basisgrößen  $y$ ,  $\rho$ , und  $v_m$  dar, so ergibt sich:

$$[h_{v,r}] = [y]^{a_1} \cdot [\rho]^{b_1} \cdot [v_m]^{c_1}$$

$$[g] = [y]^{a_2} \cdot [\rho]^{b_2} \cdot [v_m]^{c_2}$$

$$[\Delta x] = [y]^{a_3} \cdot [\rho]^{b_3} \cdot [v_m]^{c_3}$$

$$[k_{s,w}] = [y]^{a_4} \cdot [\rho]^{b_4} \cdot [v_m]^{c_4}$$

$$[k_{s,s}] = [y]^{a_5} \cdot [\rho]^{b_5} \cdot [v_m]^{c_5}$$

$$[\nu] = [y]^{a_6} \cdot [\rho]^{b_6} \cdot [v_m]^{c_6}$$

$$[B] = [y]^{a_7} \cdot [\rho]^{b_7} \cdot [v_m]^{c_7}$$

Geht man zu den Größen Kraft  $F$ , Länge  $L$ , und Zeit  $T$  über, so erhält man:

$$L = L^{a_1} \cdot F^{b_1} \cdot T^{2b_1} \cdot L^{-4b_1} \cdot L^{c_1} \cdot T^{-c_1} \quad \Rightarrow \quad a_1 = 1, b_1 = c_1 = 0$$

$$L \cdot T^{-2} = L^{a_2} \cdot F^{b_2} \cdot T^{2b_2} \cdot L^{-4b_2} \cdot L^{c_2} \cdot T^{-c_2} \quad \Rightarrow \quad a_2 = -1, b_2 = 0, c_2 = 2$$

$$L = L^{a_3} \cdot F^{b_3} \cdot T^{2b_3} \cdot L^{-4b_3} \cdot L^{c_3} \cdot T^{-c_3} \quad \Rightarrow \quad a_3 = 1, b_3 = c_3 = 0$$

$$L = L^{a_4} \cdot F^{b_4} \cdot T^{2b_4} \cdot L^{-4b_4} \cdot L^{c_4} \cdot T^{-c_4} \quad \Rightarrow \quad a_4 = 1, b_4 = c_4 = 0$$

$$L = L^{a_5} \cdot F^{b_5} \cdot T^{2b_5} \cdot L^{-4b_5} \cdot L^{c_5} \cdot T^{-c_5} \quad \Rightarrow \quad a_5 = 1, b_5 = c_5 = 0$$

$$L^2 \cdot T^{-1} = L^{a_6} \cdot F^{b_6} \cdot T^{2b_6} \cdot L^{-4b_6} \cdot L^{c_6} \cdot T^{-c_6} \quad \Rightarrow \quad a_6 = c_6 = 1, b_6 = 0$$

$$L = L^{a_7} \cdot F^{b_7} \cdot T^{2b_7} \cdot L^{-4b_7} \cdot L^{c_7} \cdot T^{-c_7} \quad \Rightarrow \quad a_7 = 1, b_7 = c_7 = 0$$

Die neun Einflussgrößen  $\Delta x$ ,  $B$ ,  $y$ ,  $g$ ,  $k_{s,W}$ ,  $k_{s,S}$ ,  $\rho$ ,  $\nu$ ,  $v_m$  reduzieren sich damit auf sechs Kennzahlen, die in dem betrachteten Problem eine Rolle spielen:

- Die Kennzahlen  $h_{v,r}/y$  und  $y/\Delta x$  werden zusammengefasst zu der Kennzahl  $I_E = h_{v,r}/\Delta x$ , welche die Neigung der Energielinie angibt. Unter der Versuchsbedingung des Normalabflusses entspricht die Neigung der Energielinie der Neigung des Gerinnes, d.h.  $I_E = I_{S0} = \Delta h/\Delta x$ . Entsprechend dieser Betrachtung kann  $I_E$  durch den Widerstandsbeiwert  $\lambda$ , den Manning - Beiwert  $n$  oder den Stricklerbeiwert  $k_{St}$  ersetzt werden.
- die Froude-Zahl  $Fr = v_m / \sqrt{g \cdot y}$
- die relative Breite  $B/y$
- die relative Überdeckung  $y/k_{s,S}$
- das Verhältnis der Rauheit von Sohle und Wand  $k_{s,S}/k_{s,W}$  oder auch  $k_{St,S}/k_{St,W}$  sowie
- die Reynolds-Zahl  $Re = v_m \cdot 4R/\nu$ .

Mittels dieser Kennzahlen kann für die Neigung der Energielinie bzw. für das Widerstandsverhalten des Gewässers folgender Ansatz gemacht werden:

$$I_E (\lambda/k_{St}) = f (Fr; B/y; y/k_{s,S}; k_{s,S}/k_{s,W}; Re) \quad (17)$$

Anhand dieser Kennzahlen lassen sich folgende Grenzen der Anwendbarkeit angeben:

- **Fr < 1** und **Normalabfluss** wird vorausgesetzt
- das **Gerinne** ist **hinreichend breit**; d.h.:  
 $B/y \geq 5 \div 10$  falls die Wände wesentlich glatter als die Sohle sind, d.h.:  $k_{St,W} \gg k_{St,S}$   
 $B/y \geq 10$  falls die Wände und die Sohle nahezu die gleiche Rauheit aufweisen, d.h.:  $k_{St,W} \cong k_{St,S}$   
 $B/y \geq 25 \div 30$  falls die Wände wesentlich rauer als die Sohle sind, d.h.:  $k_{St,W} \ll k_{St,S}$
- das **Gerinne** weist **kleine Sohlenrauheiten** bzw. **große relative Überdeckungen** auf; d.h. es muss gelten:  $y/k_{s,S} > 3 \div 5$   
 Eine Erweiterung des Gültigkeitsbereichs ist mittels Abb. 2.2 möglich.
- der Einfluss der Re-Zahl auf  $\lambda$ - und  $k_{St}$ -Beiwert lässt sich wie folgt zusammenfassen:

Der Vergleich der GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel (GMS) mit der Gleichung von COLEBROOK-WHITE liefert:

$$\frac{\sqrt{8 \cdot g}}{\sqrt{\lambda}} = k_{St} \cdot R^{1/6} \quad (18)$$

In Gl. (18) wird angenommen, dass  $\lambda$  unabhängig von der Reynolds-Zahl ist. Dieses trifft jedoch nur für den Bereich der vollkommen rauen Strömung zu, wie Abb. 2.4 (Moody-Diagramm) entnommen werden kann. Die GMS-Fließformel kann daher nur im vollkommen rauen Bereich Gültigkeit besitzen. Da der Stricklerbeiwert  $k_{St}$  eine Funktion des hydraulischen Radius  $R$  und somit auch der Fließtiefe  $y$  ist, wird sich der Stricklerbeiwert mit dem Wasserstand ändern. Daraus folgt, dass selbst bei identischer Rauheit und Geometrie der Stricklerbeiwert eines bestimmten Materials nicht von einem Gerinne auf ein anderes übertragen werden kann, ohne im Hinblick auf den hydraulischen Radius korrigiert worden zu sein.

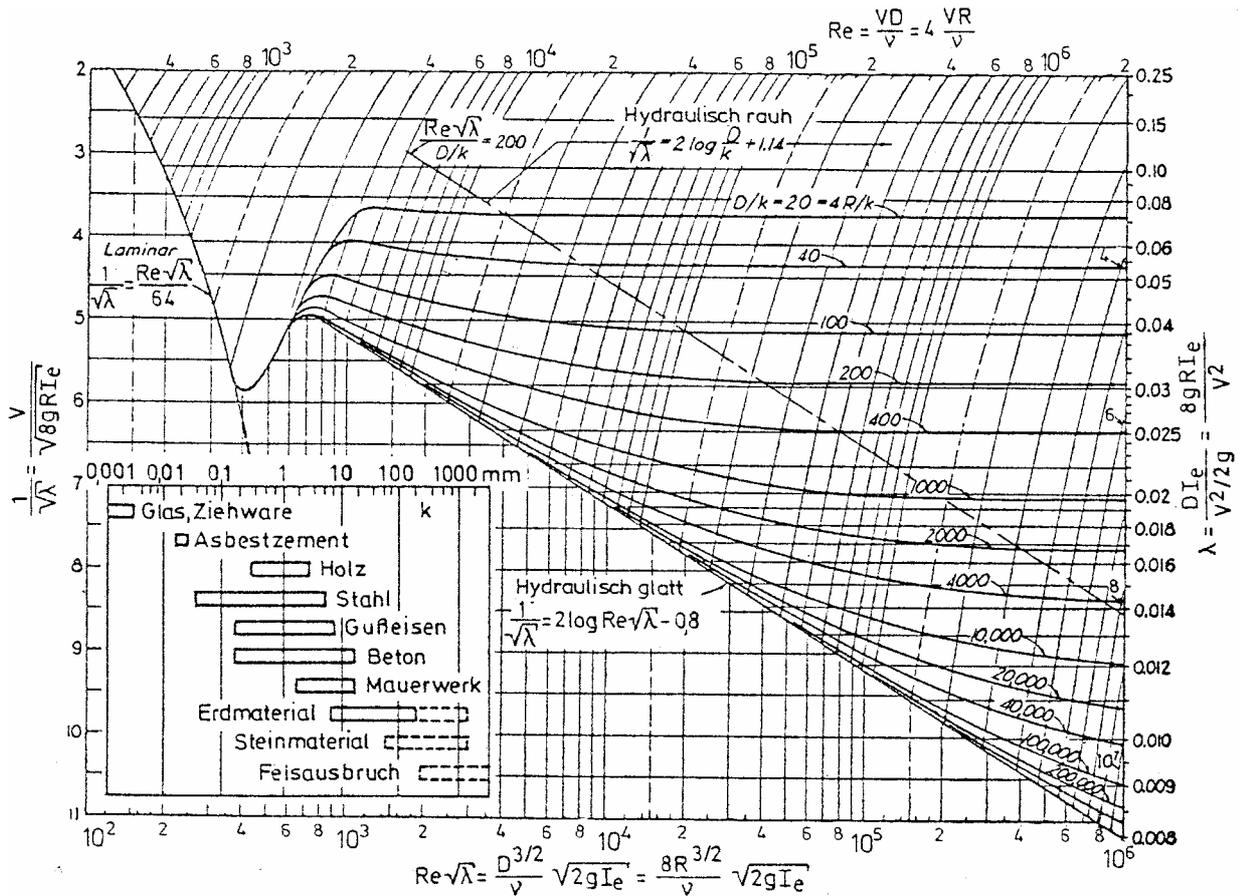


Abb. 2.4: Moody-Diagramm (aus: NAUDASCHER [1992])

Neben dem hydraulischen Radius hat auch die Querschnittsform des Gerinnes sowie das Verhältnis des hydraulischen Radius zur äquivalenten Sandrauheit der Gewässersohle einen Einfluss auf den Stricklerbeiwert. Durch den Vergleich mit der DARCY-WEISBACH-Gleichung haben verschiedene Autoren versucht, den Gültigkeitsbereich der GMS-Formel genauer einzugrenzen. Dabei hat sich gezeigt, dass die GMS-Formel bei vollausgebildeter Rauheitsströmung eine sehr gute Approximation des universellen Widerstandsgesetzes darstellt, womit zugleich der Zusammenhang der beiden Formeln demonstriert wird (DVWK [1990]). Das Widerstandsgesetz der vollausgebildeten Rauheitsströmung lautet nach SCHLICHTING (1982):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left( \frac{k_s / D}{3,71} \right) \tag{19}$$

mit:  $D$  = Rohrdurchmesser

Einer der zahlreichen Näherungsansätze für den Widerstandsbeiwert im Bereich  $Re \rightarrow \infty$  ist nach DVWK [1990]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,33 \cdot (k_s / D)^{-1/6} \text{ oder } \lambda = 0,184 \cdot (k_s / D)^{1/3} \tag{20}$$

Ein Vergleich von Gl. (19) u. (20) zeigt für relative Rauheiten von  $k_s/D > 10^{-3}$  bzw. relative Überdeckungen von  $D/k_s > 10^3$  eine sehr gute Übereinstimmung (siehe Abb. 2.5)

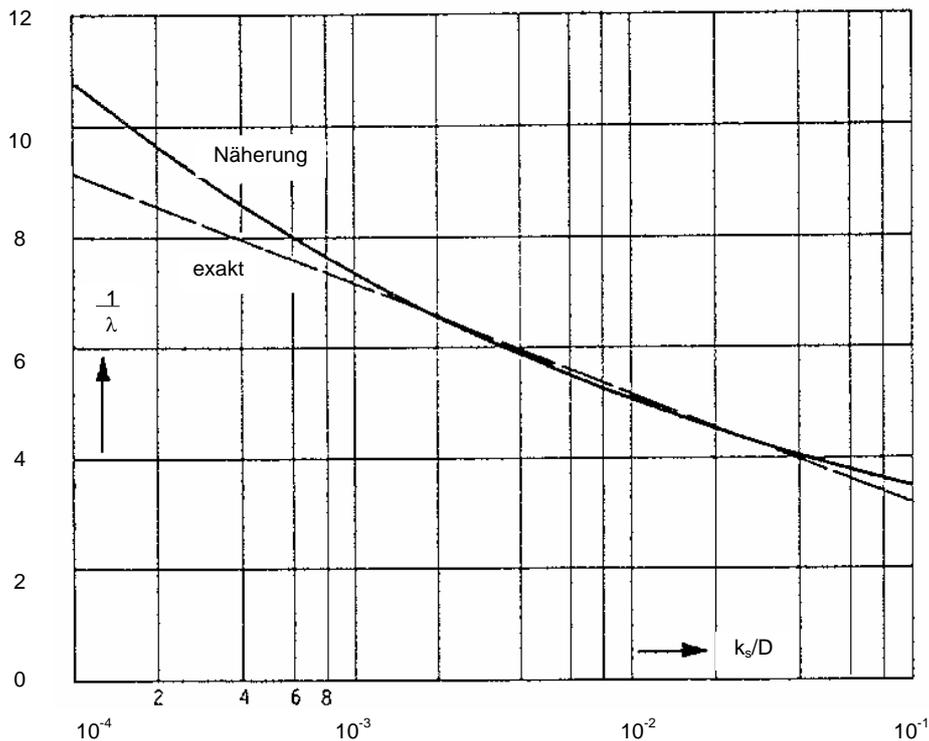


Abb. 2.5: Widerstandsverhalten im vollkommen rauhen Strömungsbereich, exakt nach Gl. (19) und angenähert durch Gl. (20) (aus: DVWK [1990]).

Mit dieser Näherung folgt aus der COLEBROOK-WHITE-Fließformel (Gl. 7) zunächst der Ausdruck:

$$v_m = 2,33 \cdot \sqrt{2g} \cdot k_s^{-1/6} \cdot D^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (21a)$$

und hieraus ergibt sich dann durch Einsetzen des hydraulischen Radius mit  $R = D/4$  die übliche Form der GMS-Formel (vgl. Gl. 5):

$$v_m = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (21b)$$

Sind Rauheitsbestimmungen auf dem Umweg über  $\lambda$  oder  $k_{St}$  nötig, müssen die Werte der äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  in Strickler-Beiwerte umgerechnet werden und umgekehrt. Der Vergleich der beiden Gln. (21a) u. (21b) ergibt den dimensionsreinen Zusammenhang:

$$k_{St} = 5,87 \cdot \sqrt{2g} \cdot k_s^{-1/6} \quad (22a)$$

In der Literatur findet sich dafür zumeist der Ausdruck von MEYER-PETER und MÜLLER [1949] wieder:

$$k_{St} = 26 / k_s^{1/6} \quad (22b)$$

Voraussetzung für diesen Zusammenhang ist jedoch, dass vollkommen raue Strömungsverhältnisse vorliegen und die Bedingung erfüllt ist:  $k_s/D > 10^{-3}$  (siehe Abb. 2.5). Falls letztere Bedingung nicht ein-

gehalten werden kann, gibt NAUDASCHER [1992] unter Zugrundelegung eines Genauigkeitsverlustes < 10% folgendes Kriterium für den Gültigkeitsbereich der GMS-Formel an:

$$5 < R/k_s < 100 \quad \text{für } Re > 4 \cdot 10^4 \quad (23a)$$

$$5 < R/k_s < 250 \quad \text{für } Re > 2 \cdot 10^5 \quad (23b)$$

Innerhalb des Gültigkeitsbereichs der GMS-Fließformel kann der Stricklerbeiwert  $k_{St}$  also näherungsweise als vom hydraulischen Radius unabhängig betrachtet werden. Gl. (18) ist zu entnehmen, dass das Inverse des Stricklerbeiwertes  $1/k_{St}$  bzw. der Manning-Beiwert  $n$  dann dieselben funktionalen Abhängigkeiten wie der Widerstandsbeiwert  $\lambda$  aufweisen. Eine Beschreibung des Widerstandsverhaltens mit Hilfe der Beiwerte  $\lambda$  bzw.  $k_{St}$  ist damit gleichwertig.

Um das Widerstandsverhalten von Sohlen natürlicher Fließgewässer, die in der Regel aus Anteilen verschiedener Kornfraktionen zusammengesetzt sind, auf einfache Weise beschreiben zu können, wurden verschiedene Ansätze entwickelt, die äquivalente Sandrauheit  $k_s$  aus einer maßgebenden Kornfraktion zu bestimmen. In Tab. 2.1 sind einige Ansätze zusammengestellt. Eine von STRICKLER empfohlene Formel (aus: DVWK [1990]) bezieht sich auf geschiebeführende Gebirgsflüsse und verwendet den mittleren Korndurchmesser der Geschiebesieblinie und lautet:

$$k_{St} = 21/d_m^{1/6} \quad (24)$$

Der Vergleich mit Gl. (22b) ergibt den Ausdruck

$$k_s = 3,6 \cdot d_m \quad (25)$$

was sich als Zuordnung einer äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  zu einer für viele Gebirgsflüsse typischen Zusammensetzung des Sohlenmaterials interpretieren lässt, sofern als dessen charakteristisches Merkmal der mittlere Korndurchmesser  $d_m$  verwendet wird. Wobei der Durchmesser  $d_m$  wie folgt definiert ist:

$$d_m = \sum_{i=1}^n (d_i \cdot \Delta p_i) \quad (26)$$

Autor		Ansatz	
GARBRECHT [1961]		$k_s$	= $d_{90}$
ENGELUND/HANSEN [1966]		$k_s$	= $2 \cdot d_{65}$
HEY [1979]		$k_s$	= $3,5 \cdot d_{84}$
KAMPHIUS [1974]		$k_s$	= $2 \cdot d_{50}$
MERTENS [1997]		$k_s$	= $2,5 \cdot d_{50}$
DITTRICH [1998]		$k_s$	= $3,5 \cdot d_m$
	Kies	$k_s$	= $3,5 \cdot d_m$
	Grobkies, Steine	$k_s$	= $3,5 \cdot d_{84}$

Tab. 2.1: Unterschiedliche Ansätze für die Beziehung zwischen äquivalenter Sandrauheit und charakteristischem Korndurchmesser

### 2.3 Grobstrukturen naturnaher Fließgewässer

Die morphologische Vielgestaltigkeit naturnaher Fließgewässer ist im Rahmen einer einfachen eindimensionalen hydraulischen Berechnung über große Strecken nicht befriedigend nachzubilden. Die Verwendung von nur einem Berechnungsansatz zur Erfassung der Widerstandswirkung und damit der Wasserspiegellage der verschiedensten morphologischen Strukturen eines Gewässers führt meistens zu ungenügenden Ergebnissen.

Unter der Annahme, dass naturnahe Fließgewässer entsprechend ihrer Widerstandswirkung in Längsrichtung in zahlreiche morphologische Einzelelemente aufgespalten werden können, lassen sich verschiedene idealisierte Grobstrukturen definieren. Ein morphologisch vielfältiges Gewässer kann damit in verschiedene idealisierte Segmente untergliedert werden, auf die dann geeignete Berechnungsansätze angewendet werden können, um so abschnittsweise das strukturspezifische Widerstandsverhalten nachzubilden.

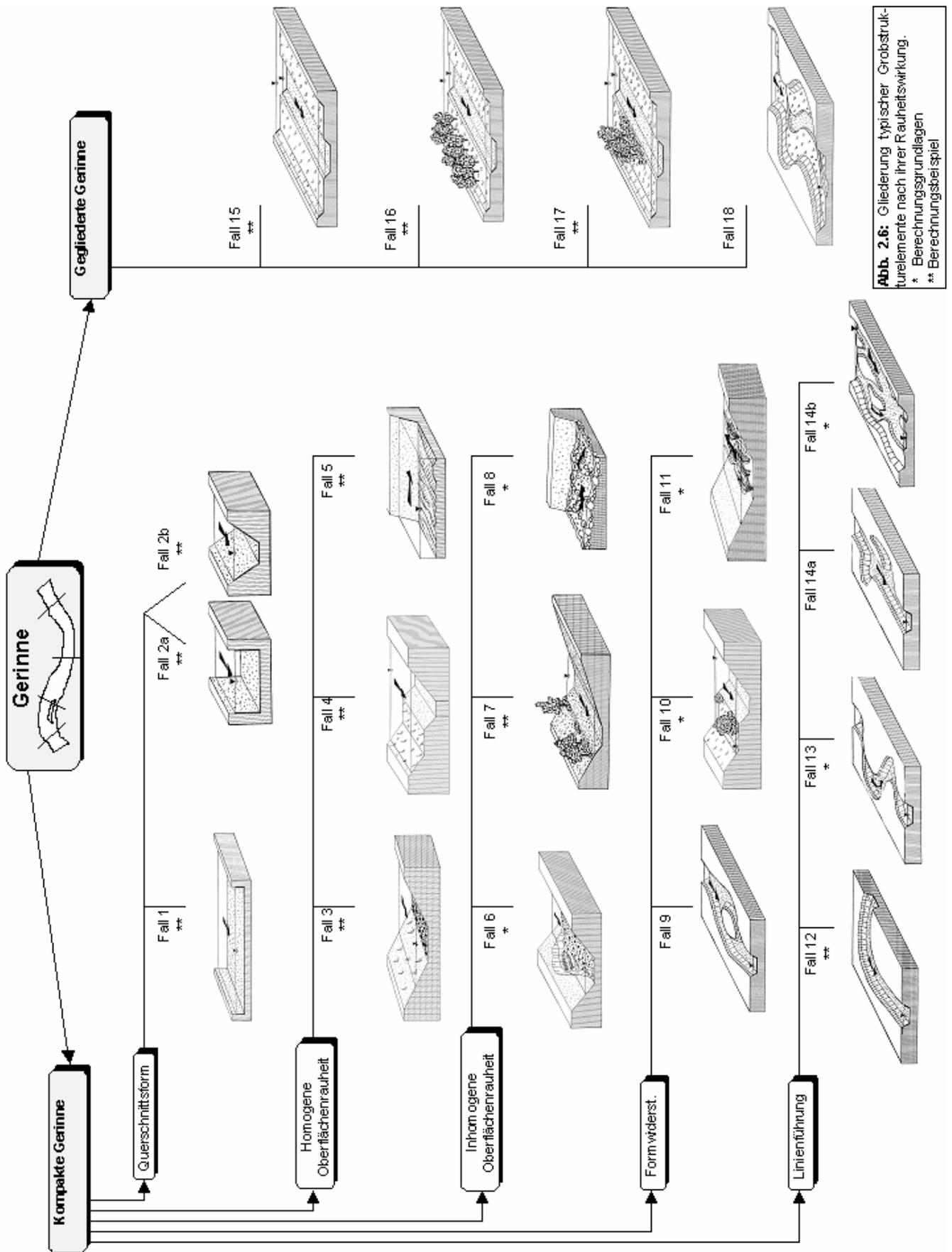
Abbildung 2.6 zeigt die empfohlene Untergliederung der Gewässermorphologie nach verschiedenen Grobstrukturen. Die Grobstrukturen sind aus Vorortbesichtigungen an mehreren Gewässern entstanden. Danach lassen sich Gerinne bzw. Gerinneabschnitte hinsichtlich ihres Widerstandsverhaltens und damit der Berechnung der Wasserspiegellage grundsätzlich zunächst als *kompakte* oder *gegliederte Gerinne* einordnen (DITTRICH [1998]). Hierbei gelten folgende Kriterien:

- Ein Querschnitt gilt als **kompakt**, wenn die mittlere Fließgeschwindigkeit in allen Teilbereichen des Gesamtquerschnitts als nahezu gleich groß angenommen werden kann.
- Ein Querschnitt gilt als **gegliedert**, wenn infolge unterschiedlicher Rauheitsverhältnisse oder Fließtiefen sich erhebliche Differenzen zwischen den mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Teilbereichen des Gesamtquerschnitts ergeben.

Sowohl die kompakten als auch die gegliederten Gerinne können entsprechend der Widerstandswirkung einzelner Grobstrukturen in Teilsysteme mit dominierendem Einfluss der Querschnittsform, homogener und inhomogener Oberflächenrauheit sowie des Formwiderstandes und der Linienführung weiter unterteilt werden. Bei gegliederten Querschnitten werden ferner zur Abschätzung des Widerstandsverhaltens an Stellen, an denen durch den Wechsel von Rauheits- und/oder Geometriebedingungen Wirbel induziert werden, fiktive Trennflächen eingefügt. Durch das Ansetzen einer sogenannten Scheinschubspannung  $\tau_T$  in den Trennflächen lassen sich dann diese zusätzlichen Energieverluste berücksichtigen.

Im Folgenden soll nun kurz auf die wichtigsten Merkmale der verschiedenen Grobstrukturen eingegangen werden. Die Beschreibung ist nach den dominierenden Einflussfaktoren auf das Widerstandsverhalten gegliedert. Es wurden auch einige naturferne Strukturen, die relativ einfach zu behandeln sind, berücksichtigt, da der Leitfaden auch für die vielen Gewässer anwendbar sein soll, die oft nur noch abschnittsweise ein naturnahes Erscheinungsbild aufweisen. Die ausführlichen Berechnungsgrundlagen mit Anwendungsbeispielen finden sich im Kap. 4.

Ein weiteres wichtiges Unterscheidungskriterium neben der morphologischen Gestalt der jeweiligen Grobstrukturen ist die im Gerinne vorherrschende Wassertiefe. Je nach Geometrie und Anordnung des Bewuchses lassen sich einige Grobstrukturen in Abhängigkeit vom Abfluss bzw. Wasserstand verschiedenen Kategorien dominanter Einflussfaktoren auf das Widerstandsverhalten zuordnen. Dies ist für die Berechnung nicht unerheblich! Im Einzelfall ist daher zu prüfen, ob und ab welchem Abfluss sich eine signifikante Änderung im Widerstandsverhalten – und damit der Vorgehensweise bei der Berechnung – einstellt.



### 2.3.1 Kompakte Gerinne

#### Querschnittsform:

##### Fall Nr. 1: „Breites Rechteckgerinne“

Von einem breiten Rechteckgerinne spricht man, wenn der Einfluss der Seitenwände auf das Widerstandsverhalten vernachlässigbar gering ist, d.h., dass die Fließtiefe sehr viel kleiner als die Gerinnebreite ist. Der Querschnitt bleibt über eine derart lange Fließstrecke  $\Delta x$  konstant, dass sich die Strömungscharakteristiken wie etwa Wassertiefe, Geschwindigkeit und Geschwindigkeitsverteilung in Fließrichtung nicht ändern. Letztere Aussage beinhaltet auch, dass sich die Rauheitsstruktur im betrachteten Gewässerabschnitt nicht ändert.

Die monotone Bewuchs- und Sohlenstruktur des "breiten Rechteckgerinnes" spiegelt sich in der zu beobachtenden Artenarmut des Gewässers bzw. des Gewässerabschnitts wieder. Breite Gerinne mit geringen Fließgeschwindigkeiten und fehlender Beschattung durch große Bäume weisen darüber hinaus eine starke Verkrautung mit Wasserpflanzen auf (siehe Fall 11).

##### Fall Nr. 2: „Gerinne mit unterschiedlicher Querschnittsform“

Fall Nr. 2a: „Rechteckgerinne“, Fall Nr. 2b: „Trapezgerinne“

Für die dem Fall 2 zugeordneten Grobstrukturen gilt, dass die Rauheiten über den ganzen Querschnitt gleichverteilt sind. Des Weiteren bleibt auch der Querschnitt wie beim breiten Rechteckgerinne über eine ausreichend lange Fließstrecke  $\Delta x$  konstant. Infolge des geringen Breiten-/Tiefenverhältnisses des Gerinnes hat die Querschnittsform in diesen Fällen jedoch einen Einfluss auf das Widerstandsverhalten und damit die Wasserspiegellage. Die Erfassung des Querschnitteinflusses erfolgt in der Regel über mittlere Werte für die Wassertiefe und die Gerinnebreite. Aus ökologischer Sicht gelten hier die gleichen Defizite wie für Fall 1.

Neben den Querschnittsformen „Rechteck“ und „Trapez“ sind noch die Formen „Dreieck“ und „Teilgefülltes Kreisrohr“ anzuführen. Diese Formen treten aber nur bei sehr kleinen Gewässern (z.B. Entwässerungsgräben) auf und sollen daher in diesem Leitfaden nicht weiter berücksichtigt werden.

#### Homogene Oberflächenrauheit:

##### Fall Nr. 3: „Gerinne mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohlenfläche“

Bei dieser Grobstruktur handelt es sich um ein Gerinne, dessen Rauheit zwar über die Fließstrecke  $\Delta x$  konstant ist, nicht aber über den benetzten Umfang. Dies ist z.B. der Fall bei einem Gewässer, dessen Sohle aus einem Kiesgemisch besteht, während die Böschungen mit Steinschüttungen befestigt oder bewachsen sind. Aufgrund der gleichmäßig strukturierten Rauheitsanordnung sowohl auf der Böschung und als auch auf der Sohle sind aber auch hier keine vielfältigen Gewässerlebensgemeinschaften anzutreffen.

##### Fall Nr. 4: „Kompaktes Gerinne mit Flachwasserzone“

Das Gewässerbett besteht neben dem ganzjährig durchflossenen Hauptgerinne auch noch aus einer Flachwasserzone, die über große Zeiträume im Jahr überströmt wird. Die Rauheiten sind über den benetzten Umfang annähernd gleich und ändern sich über die Fließlänge  $\Delta x$  nicht wesentlich. Im

Hochwasserfall unterscheidet sich die Fließtiefe in der Flachwasserzone nur geringfügig von derjenigen im Hauptgerinne, so dass auch die Fließgeschwindigkeiten - im Unterschied zu gegliederten Gerinnen - keine nennenswerten Unterschiede aufweisen. Dieser Gerinnetyp kann daher für einen großen Abflussbereich wie ein kompaktes Gerinne behandelt werden.

Aufgrund der - außerhalb des Bemessungsfalles - über den Querschnitt unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten ist beim kompakten Gerinne mit Flachwasserzonen eine höhere Artendiversität als in den zuvor genannten Fällen anzutreffen.

#### **Fall Nr. 5: „Gerinne mit Riffeln und Dünen“**

Bei den Gewässern mit Riffeln und Dünen handelt es sich um Gerinne mit längs des Fließweges konstantem Querschnitt und Sohlenrauheiten mit relativ großen Abmessungen und regelmäßiger Anordnung. Der dominierende Einfluss der Sohlenrauheiten auf die Wasserspiegellage basiert auf der Wirkung von Reibungs- und Formwiderständen. Ab gewissen Dünengrößen kann diese Grobstruktur auch der Kategorie *Formwiderstand* zugeordnet werden. Aufgrund der relativ grobstrukturierten Sohlenoberfläche ergeben sich hier jedoch gegenüber den Fällen 1 bis 3 verbesserte Lebensbedingungen für den aquatischen Bereich.

#### **Inhomogene Oberflächenrauheit:**

#### **Fall Nr. 6: „Gerinne mit Uferabbrüchen und kleineren Auflandungs-/Erosionszonen“**

Gerinne mit Uferabbrüchen sowie kleineren Auflandungs- und Erosionszonen zeichnen sich durch Unregelmäßigkeiten im Querschnitt und in der Flusssohle längs des Fließweges und durch unregelmäßig verteilte Rauheiten entlang der Böschungen und des Gerinnebettes aus. Die Uferabbrüche bzw. Auflandungs- und Erosionszonen erzeugen in dem Gewässer eine Substrat- und Strukturvielfalt, die die Grundlage für verschiedene Biozönosen des aquatischen und amphibischen Bereichs bilden.

#### **Fall Nr. 7: „Gewässer mit Böschungsbewuchs“**

Diese Grobstruktur beschreibt ein kompaktes Gewässer, dessen Böschung entlang des Mittelwasserbettes mit einem lockeren bis dichten Bewuchs aus Büschen und/oder Bäumen besteht, bewachsen ist. Dieser Bewuchs hat eine sehr große Längenausdehnung, so dass sich annähernd Normalabfluss einstellt und die Vegetation als inhomogene Oberflächenrauheit betrachtet werden kann. Bei Hochwasser wird der Bewuchsstreifen durchströmt und unter Umständen auch überströmt.

Durch örtlichen Bewuchs kann sich in dem betreffenden Gewässerabschnitt kein Normalabfluss einstellen, so dass der Bewuchs einen Formwiderstand darstellt (siehe Fall 10). Durch den Bewuchs wird die Strukturvielfalt der Strömung im Bereich der Böschung und der Berme wesentlich erhöht, so dass diese Teilquerschnitte eine ökologische Aufwertung erfahren. Die Vegetation ermöglicht dabei die Ansiedlung rheophober Arten, die sonst in dem durch eine gestreckte Linienführung geprägten Gewässer keine Siedlungsmöglichkeit hätten.

#### **Fall Nr. 8: „Steile Gewässer“**

Das Sohlensubstrat steiler Gewässer ist weit abgestuft und besitzt einen großen Anteil an Grobkomponenten, die in mehr oder weniger regelmäßigen Abständen quer zur Strömungsrichtung Steinsperren bilden. Das typische Längsprofil eines derartigen Gewässers zeigt eine periodische Abfolge flacher und steiler Abschnitte mit größeren und kleineren Wassertiefen, die als Riffel-Becken oder Ab-

sturz-Becken-Sequenzen bezeichnet werden. Während die Fließgeschwindigkeiten bei Niedrig- und Mittelwasserabfluss stark variieren, können im bemessungsrelevanten Hochwasserfall nahezu gleichförmige Strömungsverhältnisse vorliegen, so dass diese Grobstruktur bei den kompakten Gerinnen eingeordnet werden kann. Das stark abgestufte Sohlensubstrat und die unterschiedlichen Fließtiefen und Geschwindigkeiten bieten vielfältige Siedlungsmöglichkeiten für ein breites Spektrum von Makrozoobenthos. Das steile Gewässer des Falles Nr. 8 dient heute häufig als Leitbild für die Gestaltung geschütteter Blocksteinrampen.

## **Formwiderstand**

### **Fall Nr. 9: „Insel“**

Inseln stellen in der Regel ovale bis tropfenförmige Landstücke dar, die den Querschnitt des Mittelwasserbettes im Bereich der Insel aufweiten. Die Rauheit ist entlang des Gerinnes im allgemeinen nahezu gleichverteilt. Die Oberflächenrauheit zwischen Insel und Gerinnebett ist unterschiedlich. Inseln sind bei Mittel- und Niedrigwasserabfluss vollständig von Wasser umgeben. Im Hochwasserfall werden sie hauptsächlich überströmt, wodurch sich die Widerstandsverhältnisse z.T. drastisch ändern. Die stark strukturierte Strömung und das reichhaltig verschiedene Substratangebot an der Sohle und auf der Insel schaffen Lebensbedingungen für die verschiedensten Biozönosen des aquatischen und amphibischen Bereichs.

### **Fall Nr. 10: „Kompaktes Gerinne mit bewachsenem Vorland“**

Für den Fall, dass ein Gewässer von einem schmalen Vorland begleitet wird, das mit Baum- und/oder Buschgruppen oder mit einem Bewuchssaum geringer Längenausdehnung bestanden ist, wirkt sich der Bewuchs nicht mehr als inhomogene Oberflächenrauheit (Fall 7) aus, sondern als Formwiderstand. Der Bewuchs wird bei Hochwasser hinterströmt, so dass im Falle eines Bewuchssaumes der Abfluss getrennt erfolgt. Für breite Vorländer entspricht diese Grobstruktur dem Fall 17.

### **Fall Nr. 11: „Kompakte Gerinne mit Verkrautung“**

Die Abflusskapazität eines Gewässerabschnittes kann durch den Bewuchs der Sohle mit Makrophyten wesentlich herabgesetzt werden. So stellen z.B. wurzelbildende Wasserpflanzen, wie der flutende Hahnenfuß, einen nicht zu vernachlässigenden Strömungswiderstand dar. Voraussetzungen für den Bewuchs des Mittelwasserbettes sind stabile Gewässersohlen, gemäßigte Fließgeschwindigkeiten und eine geringe Beschattung. Auf mobilen Sohlen kann eine derartige Vegetation nicht existieren. Die stabile Sohle schnell fließender Gewässer ist überwiegend mit niederen Pflanzen, wie Moosen und Algen, bewachsen, während in langsam fließenden Gewässern bei fehlender Beschattung breitblättrige Arten vertreten sind.

## **Linienführung**

### **Fall Nr. 12: „Krümmung“**

Gerinnekrümmungen eines Gewässers sind besonders durch eine Erhöhung der Wasserspiegellage am Außenufer bei gleichzeitiger Absenkung am Innenufer charakterisiert. Die daraus resultierende Sekundärströmung überlagert sich mit der axialen Hauptströmung zu dem für Krümmungen typischen Phänomen der Spiralströmung. Gerinnekrümmungen weisen im allgemeinen unterschiedliche Rauheiten zwischen Prall- und Gleituferr auf, wobei diese entlang der jeweiligen Böschungen nahezu gleichmäßig angeordnet sind. Krümmungen zeichnen sich ferner durch eine relativ geringe Längenausdehnung aus.

nung aus. Im Grunde genommen fällt die Grobstruktur „Krümmung“ in die Kategorie *Formwiderstand* und wird in ihrer Widerstandswirkung auch als solche berechnet. Als Element der Linienführung eines Gewässers kann die Gerinnekrümmung also beiden Kategorien zugeordnet werden.

#### **Fall Nr. 13: „Mäander“**

Mäander sind Gewässerabschnitte mit gewundener Linienführung, wobei die geraden Abschnitte selten länger als das zehnfache der Gewässerbreite sind. Ein mäandrierendes Gewässer kann als eine Reihe aufeinanderfolgender Krümmungen aufgefasst werden, da die Energieverluste in den Mäandern eng mit den Verlusten in den einzelnen Kurven verbunden sind. Analog den Krümmungen weisen Mäander an den verschiedenen Ufern und Böschungen unterschiedliche Rauheiten auf, die über den Krümmungsbereich annähernd gleichverteilt sind. Mit der alternierenden Linienführung ist aber meist ein Wechsel der Uferrauheiten über längere Fließstrecken verknüpft.

#### **Fall Nr. 14a: „Buchten und Altarme“**

Buchten und Altarme sind schwach durchströmte Randzonen von Fließgewässern mit geringen Austauschraten. Der zu beobachtende Austausch erfolgt dabei im wesentlichen durch die Wasserstandsschwankungen im Hauptgerinne. Durch die enge Verknüpfung von Stillwasserzonen (Buchten und Altarme) mit Bereichen hoher Fließgeschwindigkeiten (Hauptgerinne) kann sich eine große Artenvielfalt entwickeln.

#### **Fall Nr. 14b: „Furkation“**

Bei der Furkation handelt es sich eher um eine natürliche als um eine naturnahe Grobstruktur. Aufgrund ihrer z.T. enormen Breitenausdehnung wurden Furkationszonen in den vergangenen Jahren mehr und mehr zurückgedrängt oder ganz aus der Flusslandschaft entfernt. Im Zuge eines neuen Verständnisses im Gewässerschutz ist es aber durchaus denkbar, dass dieser ökologisch wertvollen Grobstruktur wieder mehr Raum bei naturnahen Umgestaltungen eingeräumt wird.

Die Furkation zeichnet sich besonders dadurch aus, dass ein Gerinne in diesem Abschnitt kein definiertes Hauptgewässerbett aufweist bzw. dieses ständig wechselt. Das Gerinne ist durch eine relativ große Breitenentwicklung bei geringer Tiefenentwicklung charakterisiert, wobei sehr ausgeprägte Bettumlagerungsprozesse stattfinden. Damit einher geht eine starke Diversität der Strömung. Die Furkation tritt in der Regel nur bei bestimmten Gefälleverhältnissen und vor allem in alluvialen Gerinnen auf. Aufgrund der ständig wechselnden komplexen Gerinneverhältnisse ist eine Wasserspiegellagenberechnung äußerst schwierig.

### **2.3.2 Gegliederte Gerinne**

Bei gegliederten Gerinnen handelt es sich um Gewässer mit deutlich voneinander abweichenden Fließtiefenbereichen (Vorland und Hauptgerinne), so dass nicht mehr von einer konstanten mittleren Geschwindigkeit für den Gesamtquerschnitt ausgegangen werden kann. Für Abflüsse in der Größenordnung des Mittelwasserabflusses sind die Vorländer bei gegliederten Gerinnen zumeist vom Abflussgeschehen ausgenommen. Die gegliederten Gerinne sind dann gemäß den *kompakten* Gerinnegrobstrukturen zu behandeln. Erst bei größeren Wassermengen gehören auch die Vorlandbereiche zum Fließquerschnitt.

**Fall Nr. 15: „Gegliederte Gerinne ohne Vorlandbewuchs“**

Das Gerinne ist durch eine regelmäßige Linienführung und jeweils gleichmäßige Rauheiten entlang der Vorländer, des Hauptgerinnes und der Wandungen charakterisiert. Durch die deutlich unterschiedlichen Fließtiefen und häufig auch durch die unterschiedlichen Rauheitsverhältnisse auf den Vorländern und dem Mittelwasserbett treten erhebliche Fließgeschwindigkeitsunterschiede zwischen den Gerinnebereichen auf. Diese führen zu einem stark turbulenten Massen- und Impulsaustausch in Form von Wirbeln und damit zu erhöhten Energieverlusten.

**Fall Nr. 16: „Gegliederte Gerinne mit Vorlandbewuchs“**

Die Vorländer sind durch eine regelmäßige Linienführung sowie durch Einzelrauheiten in Form von Bäumen und Sträuchern oder aber durch dichten Bewuchs charakterisiert. Im Hochwasserfall wird der Vorlandbewuchs durch- oder auch überströmt. Wie im Fall 15 sind die Rauheiten gleichmäßig über die Fließstrecke verteilt und es werden erhebliche Fließgeschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Vorländern und dem Hauptgerinne beobachtet. Dabei findet ein stark turbulenter Massen- und Impulsaustausch statt.

**Fall Nr. 17: „Gegliederte Gerinne mit Bewuchssaum zwischen Vorland und Hauptgerinne“**

Im Unterschied zu Fall 16 ist diese Grobstruktur durch einen relativ schmalen Bewuchsstreifen geringer Längenausdehnung, dem sog. Bewuchssaum, entlang des Mittelwasserbettes charakterisiert. Durch diese Anordnung des Bewuchses wird bei Hochwasser die Strömung zwischen Vorland und Hauptgerinne getrennt. Das Gerinne ist durch eine gleichmäßige Rauheit entlang der Wandung charakterisiert und zeichnet sich durch eine gleichmäßige Linienführung aus. Der wesentliche Unterschied zu den beiden vorangegangenen Fällen besteht darin, dass infolge der Ausbildung getrennter Stromröhren der turbulente Massen- und Impulstransport entlang der Bewuchsreihe zwischen dem Vorland und dem Hauptgerinne reduziert ist.

**Fall Nr. 18: „Gegliederte Gerinne mit Kurven und Mäandern“**

Bis zum bordvollen Mittelwasserabfluss gelten die für Krümmungen und Mäander unter dem Abschnitt „*Kompakte Gerinne*“ getroffenen Aussagen auch für gegliederte Gerinne. Im Hochwasserfall weist der Wasserspiegel in einem mäandrierenden, gegliederten Gerinne jedoch keine Querneigung auf, da an der Kurvenaußenseite das Wasser auf das Vorland ausweichen kann, während an der Innenseite Wasser vom Vorland abfließt. Dadurch entstehen im Flussschlauch sich gegeneinander drehende Walzen, die etwa im Bereich der Flussmitte zu einer Abwärtsbewegung führen. Die Richtung der Sekundärwirbel ist dabei entgegengesetzt zu denjenigen in kompakten Gerinnen. Infolge der sich ausbildenden Scherschicht ist eine deutliche, sich entlang der vertikalen Achse drehende Wirbelstraße im Hauptgerinne zu beobachten.

### 3. Praktische Vorgehensweise

#### 3.1 Einführung

In diesem Abschnitt wird der Aufbau des praktischen Teils des Handbuches vorgestellt. Alle wesentlichen Schritte einer Untersuchung des Gewässers im Gelände bzw. der Wasserspiegellagenberechnung werden kurz skizziert und durch Querverweise mit den umfangreichen Anlagen verknüpft. Ein Ablaufdiagramm (Abb. 3.1) führt sicher durch die Berechnung. Die einzelnen Felder des Strukturdiagramms entsprechen dabei den einzelnen Abschnitten dieses Kapitels, so dass der Anwender sich immer schnell zurechtfindet.

Bei der Berechnung des Widerstandsverhaltens der einzelnen Grobstrukturen (Kap. 4) wird der Anwender mit Hilfe weiterer Ablaufdiagramme und einer farblich abgestuften Gestaltung durch die Berechnung geführt, was den projektspezifischen Gebrauch des Leitfadens erleichtert. Die unterschiedliche Farbgebung der Blätter weist dabei auf folgende Inhalte hin:

<b>Weiß:</b>	<b>- Allgemeines - Grundlagen der Berechnung - Hinweise zur Gültigkeit</b>
<b>Grün:</b>	<b>- Berechnungsabläufe</b>
<b>Gelb:</b>	<b>- Berechnungsbeispiele</b>

Die Berechnungsabläufe sind mittels verschiedener Strukturdiagramme einfach nachvollziehbar dargestellt und beigegefügte Berechnungsbeispiele schaffen zusätzliche Klarheit.

Für die praktische Durchführung der hydraulischen Untersuchungen wird die auf der folgenden Seite schematisierte Vorgehensweise empfohlen (Abb. 3.1).

#### 3.2 Voralysen / Arbeitsvorbereitung

##### 3.2.1 Formulierung des Untersuchungsziels

Die Formulierung eines Untersuchungszieles bildet eine wesentliche Grundlage für das methodische Vorgehen bei der hydraulischen Berechnung. Dabei müssen sich die Ziele an der Hochwassersituation bzw. der Überprüfung der Hochwassersicherheit und einer langfristigen Verbesserung der ökologischen Situation für die verschiedenen Lebensgemeinschaften am und im Gewässer orientieren. Dies bedingt auch eine ökonomisch und ökologisch ausgerichtete Optimierung des Gewässerunterhalts. Die genaue Kenntnis der hydraulischen Verhältnisse und des Einflusses der verschiedenen Gewäseerelemente auf die Wasserspiegellage sind hierfür wichtige Grundvoraussetzungen.

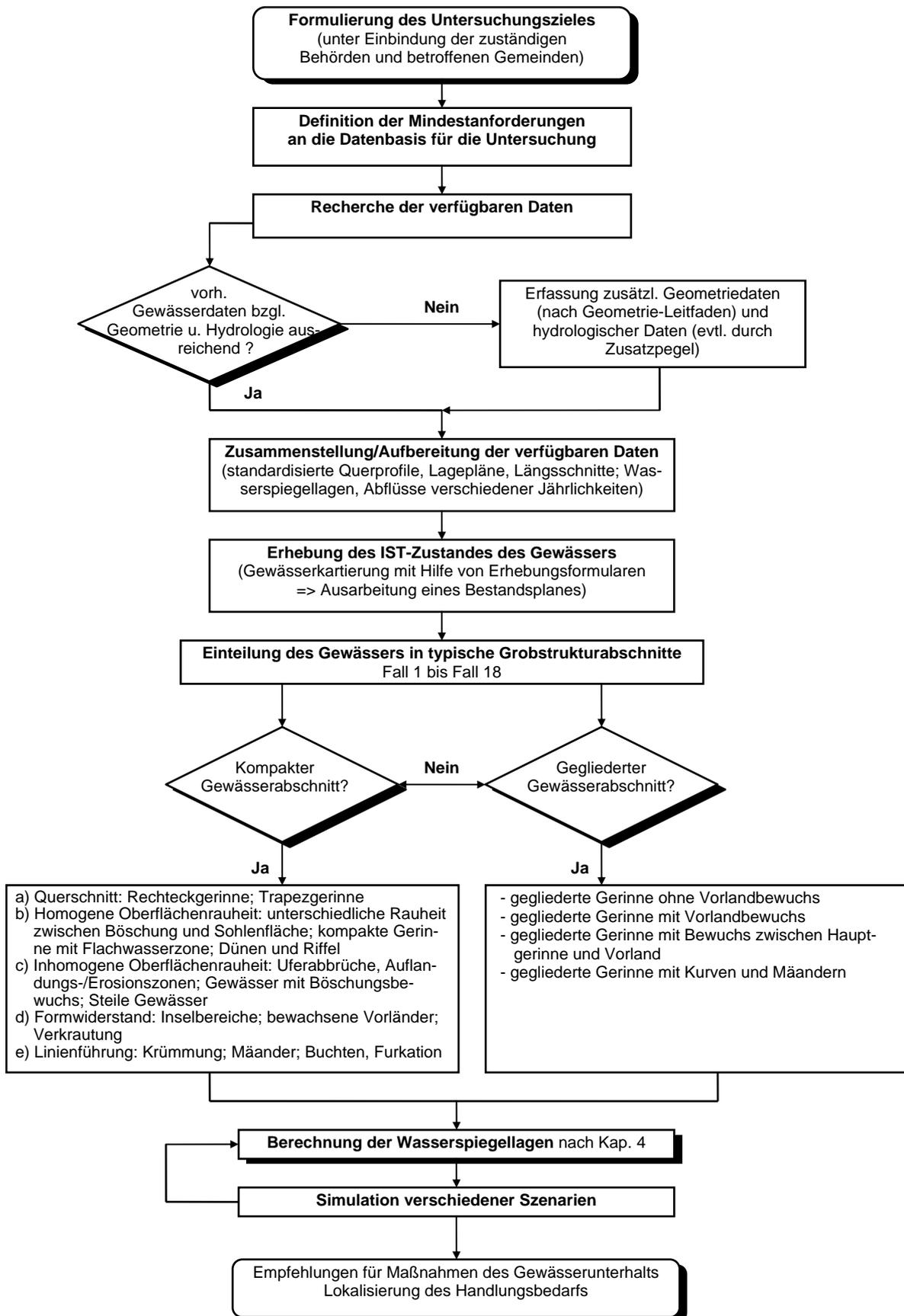


Abb. 3.1: Schematisierte Vorgehensweise zur Lokalisierung und Empfehlung von Maßnahmen des Gewässerunterhalts.

Die Festlegung des genauen Untersuchungsrahmens sollte daher immer möglichst unter Einbindung aller zuständigen Fachbehörden, Naturschutzverbänden und betroffenen Gemeinden, nach Bedarf auch der Gewässeranlieger, stattfinden. Dies schafft von vornherein die notwendige Transparenz und das Verständnis für die angestrebten Untersuchungen und daraus evtl. abzuleitender Maßnahmen am Gewässer und führt damit zu einer Akzeptanz auf breiter Ebene. Zudem kann bereits in dieser frühen Phase der Untersuchungen konstruktive Kritik eingebracht werden.

Vor allem bei umfangreicheren Untersuchungen ist es sinnvoll, regelmäßige Treffen aller Beteiligten und Betroffenen zu veranstalten, um Zwischenergebnisse präsentieren und zur Diskussion stellen zu können.

### **3.2.2 Definition der Mindestanforderungen an die Datenbasis**

Nach der Festlegung der Untersuchungsziele gilt es, die für die Untersuchung erforderliche Datenbasis festzulegen. Gewisse Grunddaten wie Daten zur Geometrie und Hydrologie sollten ohnehin vorliegen, die übrigen Daten müssen erhoben und aufgearbeitet werden. Die Anforderungen an die Datenbasis und die in Verbindung mit der Datenerhebung auftretenden Kosten sind mit allen am Projekt Beteiligten abzustimmen. Dabei sollte auch die Frage erörtert werden, ob es im Zuge der Datenerhebung sinnvoll erscheint, auch solche Daten zu erheben, die über den projektbezogenen Rahmen hinaus gehen, um für spätere Untersuchungen zur Verfügung zu stehen.

Die praktischen Erfahrungen haben gezeigt, dass in der Regel ein Übermaß an Daten erhoben wird. Die Genauigkeit der Ergebnisse einer Untersuchung wird dadurch häufig nicht mehr verbessert oder die Daten sind nicht zu verwenden. Um hier die Datenerhebung – besonders bei der Gewässerbegehung – in sinnvoller Weise zu begrenzen, sollten im Rahmen der Arbeitsvorbereitung folgende Fragestellungen eingehend erörtert werden:

- Welche Daten sind in jedem Fall für die Berechnung notwendig?
- Welche Genauigkeitsanforderungen werden an die Ergebnisse gestellt?
- Werden die Daten nach Abschluss der Untersuchungen noch für weitere Projekte benötigt?
- Bedeutet die Erhebung zusätzlicher Daten einen großen finanziellen oder zeitlichen Aufwand?
- Kosten / Nutzen des Umfangs der Datenerhebung.

Für die meisten Fragestellungen ist es ausreichend, auf bereits vorhandene Geometrie- und Hydrologiedaten zurückzugreifen. In Bezug auf die Geometriedaten genügen bei einem wenig komplexen Gewässerverlauf schon die Daten einer Regelvermessung im Abstand von 100 - 200 m. Bei stark strukturierten Gewässerbereichen, wie etwa bei Krümmungen, Inselbereichen oder durch Bauwerke beeinflussten Abschnitten, empfiehlt es sich, das geometrische Raster lokal zu verdichten und zusätzliche Vermessungsarbeiten durchzuführen. Dies ist besonders im Hinblick auf die Eindimensionalität der herkömmlichen Wasserspiegellinienberechnung von Bedeutung und verbessert die Näherung der Berechnung.

Detaillierte Informationen zu Art und Umfang der erforderlichen Vermessungsarbeiten sind im Hydraulik Leitfaden Teil 1 und dem Geometrie-Leitfaden (beide LfU) gegeben.

Aus dem Bereich der Hydrologie sollten mindestens Informationen zu einem oder besser mehreren bedeutenden Abflussereignissen vorliegen, und zwar in Form einer Abfluss-Wasserstandsbeziehung. Von Nutzen sind hier auch jede Art von Hochwassermarkierungen, z.B. an Brücken, die mit den Ab-

flussdaten eines nahe gelegenen Pegels in Verbindung gebracht werden können. Sind im günstigsten Fall mehrere Abflussereignisse erfasst worden, so empfiehlt es sich, diese auch in die Berechnung einfließen zu lassen, um die Widerstandswirkung der Grobstrukturen besser aufzeigen zu können.

Bei den meisten hydraulischen Berechnungen an Fließgewässern steht die Frage nach der Abführung eines definierten Bemessungsabflusses in Hochwasser gefährdeten Ortslagen im Vordergrund. In der Praxis ist die Situation jedoch häufig derart, dass nur wenige oder praktisch keine Informationen zur hydrologischen Situation vorliegen. Dies trifft besonders bei kleineren Gewässern zu. In diesen Fällen muss ein der Bemessung zugrunde liegender Abfluss nach Rücksprache aller Beteiligten festgelegt werden.

Detaillierte Daten zum Bewuchs liegen an den meisten Gewässerstrecken nicht vor und müssen neu erhoben werden. Für eine hydraulische Berechnung ist hier zunächst die Lage, Struktur und Ausdehnung des Bewuchses im Abflussquerschnitt und in der Längsentwicklung wichtig. Diese Informationen sind zur Widerstandsbeiwertbestimmung unentbehrlich. Zudem ist es notwendig, die Pflanzenart zu bestimmen, um Aussagen über die Entwicklung des Bewuchses und damit der Abflusssituation treffen zu können.

Im Hinblick auf eine hydraulische Berechnung ist besonders auf die Kompatibilität und Aktualität der zugrunde gelegten Daten zu achten. Man sollte sich immer vergegenwärtigen, dass die Geometrie- und Bewuchsdaten mit den dazugehörigen Abflussinformationen lediglich *einen* zeitlich definierten IST-Zustand eines sich mehr oder weniger dynamisch verändernden Systems repräsentieren. Der Projektbearbeiter ist hier also angehalten, die Dynamik der Gewässersituation kritisch einzuschätzen und diese bei der Ausarbeitung der Anforderungen an die Datenbasis zu berücksichtigen.

### 3.2.3 Recherche der verfügbaren Daten

Einen weiteren wichtigen Teil der Arbeitsvorbereitung bildet die Darstellung der allgemeinen Situation, Recherche und Aufarbeitung der verfügbaren Gewässerdaten. Hierbei ist zu prüfen, ob die vorhandenen Daten bezüglich der Geometrie, Hydrologie und des Bewuchses für die im vorigen Schritt definierte Mindestanforderung an die Datenbasis ausreichend sind oder gegebenenfalls ergänzende Daten erhoben werden müssen. Leider ist die Situation an vielen Gewässern so, dass oft nur grobe Geometriedaten vorliegen und Wasserstände nicht erfasst wurden. In einigen Fällen existieren jedoch Hochwassermarken oder es wurden Geschwemmsellinien aufgenommen, so dass hier zumindest Anhaltswerte zur hydrologischen Situation gegeben sind. Im günstigsten Fall existieren für den betrachteten Bereich bereits Untersuchungen aus früheren Jahren, denen sich wichtige Informationen entnehmen lassen.

Bei der Erhebung neuer Daten sind Hinweise und Empfehlungen der einschlägigen Regelwerke zu beachten. Dabei sollte die Erfassung zusätzlicher Geometrie- und Bewuchsdaten aus Gründen der Vereinheitlichung und der Reproduzierbarkeit nach der von der LfU empfohlenen Vorgehensweise erfolgen. Zur Ermittlung weiterer hydrologischer Daten (z.B. Wasserspiegellagen) kann es u.U. sinnvoll sein, provisorische einfache Pegel oder Zusatzpegel einzurichten.

### 3.3 Zusammenstellung der verfügbaren Daten

#### 3.3.1 Aufbereitung von Geometriedaten

Die Geometriedaten sollten standardisiert aufbereitet und dargestellt werden. In jedem Fall müssen Querprofile, Lagepläne und Längsschnitte vorliegen oder angefertigt werden, in denen alle umfassenden geometrischen Daten enthalten sind. Dabei sind die im Geometrie-Leitfaden der LfU gestellten Mindestanforderungen bzgl. Informationsgehalt und Art der Darstellung zu erfüllen. Die aufbereiteten Geometriedaten sollten auf Papier geplottet und zusätzlich in einem üblichen Dateiformat (Auto-CAD, o.ä.) gesichert werden.

#### 3.3.2 Aufbereitung hydrologischer Daten

Für die Aufbereitung der hydrologischen Daten sind alle verfügbaren Daten, die das Abfluss-Wasserstandsverhalten des Gewässers dokumentieren, in die Analyse einzubeziehen. Dazu gehören verschiedene Hochwassermarken und Pegelstände sowie Pegelganglinien, aber auch evtl. durchgeführte Geschwindigkeitsmessungen o.ä.. Aus den Unterlagen sollten sich möglichst mehrere Abflussereignisse definieren lassen, für die an mehreren Stellen am Gewässer auch Aussagen über Abfluss-/Wasserstandsbeziehungen gemacht werden können.

### 3.4 Erhebung des IST-Zustandes des Gewässers

Mit dem in der Arbeitsvorbereitung erstellten Lageplan und den geplotteten Querprofilen erfolgt eine Begehung des Gewässers, um die örtlichen Gegebenheiten anhand von Erhebungsbögen zu erfassen. Zweckmäßig ist hierbei das Mitführen einer Fotoausrüstung zur Dokumentation des flussmorphologischen Zustands des Gewässers, sowie ein Maßband für einfache Abstandsmessungen in den Querprofilen.

In jedem Querprofil sind zur Dokumentation und eventuellen späteren Kontrolle Fotos nach Ober- und Unterstrom zu machen. Über die Aufnahmen ist zur Vermeidung von Verwechslungen genau Protokoll zu führen. Die Fotos werden dann im Anschluss an die Gewässerbegehung den Erhebungsbögen der jeweiligen Querprofile beigelegt und bilden so eine wichtige Informationsgrundlage.

Besonders wichtig bei der Gewässerbegehung ist die Bearbeitung der Querprofilplots. Es hat sich hierbei als vorteilhaft erwiesen, die Querprofile für die Geländearbeit in dem handlichen DIN A4 - Format auszuplotzen und mitzuführen. Diese „Arbeitsplots“ sollten einen gleichen Höhen- und Längensmaßstab aufweisen und mindestens die Stützpunktbemaßung enthalten, womit die Orientierung im Profil erleichtert wird und aufgenommene Maße leichter übertragen werden können. Ein weiterer Vorteil bei der Verwendung maßstäblicher Arbeitsplots liegt darin, dass bei der Feldarbeit keine ungenauen und zeitaufwendigen Profilskizzen erstellt werden müssen.

Der mit Hilfe der Gewässerbegehung erstellte **untersuchungsspezifische** Lageplan bildet mit den Querprofilplots die Grundlage für die Grobstruktureinteilung des Gewässers.

In den mitgeführten Lageplan sind in jedem Fall folgende Angaben aufzunehmen:

<b>Ergänzungen vor Ort im Lageplan</b>	<b>Gliederungsmerkmale:</b>
Bewuchsform und geschätzte Höhe	Gras, Sträucher, Gehölzstreifen, Einzelbäume, Baumgruppen oder Baumreihen (besonders wichtig sind Vegetationsangaben des Ufersaums), etc.; Angaben zur Vegetationshöhe (geschätzt) und möglichst zur Pflanzenart (wichtig für die Abschätzung der Vegetationsentwicklung)
Bewuchsdichte	sehr dicht, mehr oder weniger dicht, locker bewachsen; Angaben zu Strauchvegetationen, Belaubung/Jahreszeit
Zuflüsse	kleinere Bäche, Einleitungen aus Kläranlagen und Regenentlastungen (mit Angaben der $\varnothing$ der Rohre)
Bauwerke mit Einfluss auf das Gewässer	Mauern, Brücken (auch mögl. Brückenpfeiler mit Maßen), Flussbauwerke und Regulierungsbauwerke (Wehre, etc.),
Flussverbau und Uferzustand	Angaben zu Ufer- und Sohlensicherungsmaßnahmen (qualitativ); Uferabbrüche, Auflandungs- und Erosionszonen (schematisiert)
Sohlenmaterialproben	Position von Materialprobeentnahmestellen durch eindeutige Symbole zuordnen

Tab. 3.1: Ergänzungen des Lageplans im Rahmen der Gewässerbegehung

In die mitgeführten Querprofilplots sind in jedem Fall folgende Angaben aufzunehmen und zu skizzieren:

<b>Ergänzungen der Querprofilplots vor Ort</b>	<b>Merkmale:</b>
Skizzierung der Bewuchsform, der geschätzten Höhe und der Bewuchsdichte	Gras, Sträucher, Gehölzstreifen, Einzelbäume, Baumgruppen (auch hier besonders wichtig Vegetationsangaben des Ufersaums), Angaben zur Pflanzenart/Belaubung
Anordnung des Bewuchses	Anordnung des Bewuchses im Querschnitt, Aufnahme von Feldmaßen (mit Maßband) von markanten Profilen aus (sehr wichtig!)
Flussverbau und Uferzustand	Skizzieren von Ufer- und Sohlensicherungsmaßnahmen, Uferabbrüchen, Auflandungs- und Erosionszonen (schematisiert)

Tab. 3.2: Ergänzung der Querprofilplots bei der Gewässerbegehung

### 3.5 Einteilung des Gewässers in typische Grobstrukturen

Mit Hilfe der erhobenen und aufbereiteten Daten sowie den modifizierten Lageplänen gilt es nun, das Gewässer gemäß Abb. 2.6 in Bereiche typischer Grobstrukturen zu untergliedern. In diesem Leitfaden wird zwischen 18 verschiedenen Strukturen unterschieden, wobei für die mit einem Stern versehenen Strukturen detaillierte Berechnungsgrundlagen vorliegen und für die mit zwei Sternen noch zusätzlich ein Berechnungsbeispiel angegeben ist. Die verbleibenden Fälle befinden sich in Bearbeitung und werden zu gegebener Zeit nachgeliefert. Sicherlich gibt es bei natürlichen Gewässern viele Grenzfälle und Mischformen, die sich nicht so ohne weiteres dem einen oder anderen Fall rein visuell zuordnen lassen. Der Anwender muss sich daher häufig über die Rauheitswirkung der einzelnen Elemente in einem Querprofil im klaren sein und hier eine Gewichtung nach dem bestimmenden Einflussfaktor vornehmen (z.B. Geometrie oder Bewuchsanordnung). Entscheidungshilfen können in diesen Fällen die Bestimmungshilfen zur Widerstandsbeiwertermittlung im Hydraulik-Leitfaden Teil 1 oder die theoretischen Grundlagen zu den einzelnen Grobstrukturen im Kap. 4 geben.

Wichtigste Entscheidungskriterien für die Einteilung des Gewässers in typische Grobstrukturen sind:

- Querschnittsform (Geometrie)
- Bewuchsanordnung, Einfluss der Vegetation
- Sohlenverlauf (Längsschnitt)
- Querschnittsgestaltung (Verbauung, Sohlenmaterial, etc.)

**Vorsicht: Die Einteilung der Bereiche hat gravierende Auswirkungen auf die Qualität der Berechnungsergebnisse! Deshalb die Bereiche sehr sorgfältig auswählen! Notfalls ist zur Entscheidungsfindung eine weitere Begutachtung der Situation am Gewässer vor Ort durchzuführen.**

Die getroffene Bereichseinteilung des Gewässers ist im Lageplan darzustellen.

### 3.6 Berechnung der Wasserspiegellagen

Mit Hilfe der durchgeführten Untergliederung des Gewässers in Bereiche ähnlicher Rauheitswirkung können nun die jeweiligen Widerstandsbeiwerte auf der Grundlage entweder der analytischen Ansätze in Kap. 4 berechnet oder anhand der im Hydraulik Leitfaden Teil 1 gegebenen Bestimmungshilfen ermittelt werden.

Die Wasserspiegellagen werden mit einem gebräuchlichen Softwareprogramm berechnet. Der Berechnungsablauf kann in mehreren Genauigkeitsstufen erfolgen:

- 1) Flächenabzug aller im Querschnitt bewachsener Flächenanteile
- 2) Flächenabzug aller dicht bewachsener Flächenanteile, Berücksichtigung der Durchströmbarkeit weniger locker bewachsener Querschnittsbereiche
- 3) In Vorbereitung: Weiterentwicklung der bestehenden Programme auf der Basis der in Kap. 4 bereitgestellten Grundlagen.

Es wird jedoch empfohlen, die gesamte bewachsene Fläche abzuziehen. Der hydraulische Radius wird dann aus dem verbleibenden bewuchsfreien Querschnitt und dem zugehörigen benetzten Umfang gebildet. Der durch den Flächenabzug entstehenden Trennfläche wird ein Rauheitsbeiwert zugeordnet. Durch dieses Verfahren werden sowohl Interaktionserscheinungen zwischen bewachsenen und unbewachsenen Gerinneteilen als auch das geringe Abflussvermögen in den Bewuchsbereichen berücksichtigt. Die Rauheitswirkung ist jedoch von der Gerinnebreite, den Bewuchsdichten und den Breiten der bewachsenen Flächen abhängig. Entsprechende Bestimmungshilfen werden im Hydraulik-Leitfaden Teil 1 beschrieben.

### **3.7 Simulation verschiedener Szenarien**

Nach der rechnerischen Erfassung und Nachbildung des IST-Zustandes bzgl. Bewuchs und Geometrie können durch Variation der Eingangsgrößen verschiedene Szenarien simuliert werden. Es ist hierbei jedoch in jedem Fall zu beachten, dass sich mit der Veränderung der Geometrie- oder Bewuchsdaten unter Umständen die Rauheitswirkung (und Beiwertbestimmung) und damit die Zuordnung zu den Grobstrukturtypen ändern können. Es kann also in der Regel nicht von einer gleichen Rauheitswirkung bei einer veränderten Situation ausgegangen werden.

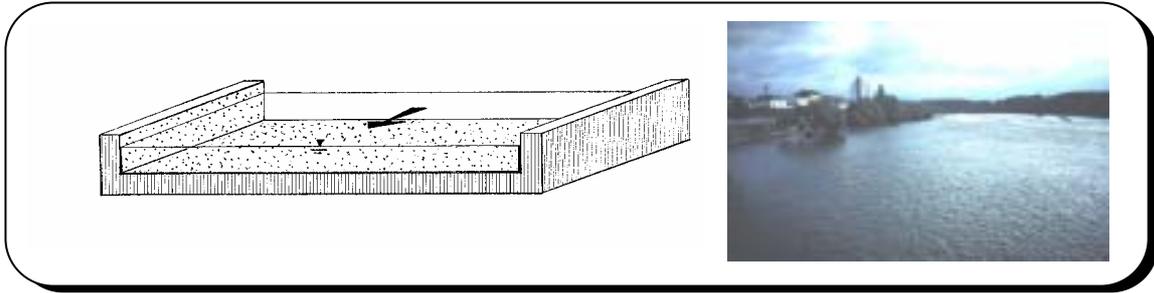
### **3.8 Lokalisierung des Handlungsbedarfs und Empfehlungen für Maßnahmen der Gewässerunterhaltung**

Anhand der Berechnungsergebnisse aus der Wasserspiegellagenberechnung und evtl. der Simulation können Bereiche am Gewässer lokalisiert werden, an denen dringender Handlungsbedarf im Sinne der Ausgangsfragestellung besteht. Dieser Handlungsbedarf mündet zumeist in Empfehlungen für Sofortmaßnahmen bzgl. Gewässerunterhaltung oder in der Aufstellung eines wirtschaftlichen Gewässerentwicklungsplanes.

## 4. Widerstandsverhalten von Grobstrukturen

Fall Nr. 1: Breites Rechteckgerinne	Seite 38
Fall Nr. 2: Gerinne mit unterschiedlicher Querschnittsform	Seite 50
Fall Nr. 3: Gerinne mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle	Seite 58
Fall Nr. 4 Kompaktes Gerinne mit Flachwasserzone	Seite 71
Fall Nr. 5 Gerinne mit Riffel und Dünen	Seite 79
Fall Nr. 6 Gerinne mit Uferabbrüchen und kleineren Auflandungs- und Erosionszonen	Seite 95
Fall Nr. 7 Gewässer mit Böschungsbewuchs	Seite 97
Fall Nr. 8 Steile Gerinne	Seite 117
Fall Nr. 9 Kompakte Gerinne mit Inseln	Seite 123
Fall Nr. 10 Kompakte Gerinne mit bewachsenem Vorland	Seite 131
Fall Nr. 11 Kompakte Gerinne mit Verkrautung	Seite 133
Fall Nr. 12 Kompakte Gerinne mit Krümmung	Seite 139
Fall Nr. 13 Mäander	Seite 151
Fall Nr. 14 Buchten und Altarme, Furkationszonen	Seite 153
Fall Nr. 15 Gegliederte Gerinne ohne Vorlandbewuchs	Seite 157
Fall Nr. 16 Gegliederte Gerinne mit Vorlandbewuchs	Seite 177
Fall Nr. 17 Gegliederte Gerinne mit Gehölzstreifen entlang des Mittelwasserbettes	Seite 181
Fall Nr. 18 Gegliederte Gerinne mit Kurven und Mäandern	Seite 205

## Fall Nr. 1: "Breites Rechteckgerinne"



### F1.1 Charakteristiken eines breiten Rechteckgerinnes

Ein breites Rechteckgerinne liegt dann vor, wenn der Einfluss der Querschnittsform auf das Widerstandsverhalten des Gerinnes vernachlässigbar gering ist. Dies bedeutet, dass die Wandungen des Gerinnes praktisch keinen Anteil am Fließwiderstand des Gerinnes haben und dieser allein durch das Widerstandsverhalten der Sohle bestimmt wird. Für den hydraulischen Radius  $R$  kann dann die Wassertiefe  $y$  angesetzt werden.

Als ein wichtiges Unterscheidungskriterium für das Vorliegen eines breiten Rechteckgerinnes kann das Verhältnis der Sohlenbreite  $B$  zur Wassertiefe  $y$  herangezogen werden. In erster Näherung kann bei folgenden Verhältnissen von Sohlenbreite zu Wassertiefe von einem breiten Rechteckgerinne ausgegangen werden:

$B/y \geq 5 \div 10$	falls die Wände wesentlich glatter als die Sohle sind	
$B/y \geq 10$	falls die Wände und die Sohle nahezu die gleiche Rauheit aufweisen	(1.1)
$B/y \geq 25 \div 30$	falls die Wände wesentlich rauer als die Sohle sind	

Weiterhin müssen folgende Randbedingungen erfüllt sein:

$$\text{➤ } Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot A / B}} < 1 \quad \text{und Normalabfluss} \quad (1.2)$$

➤ große relative Überdeckungen; d.h. es muss gelten:

$$y/k_s > 3 \div 5. \quad (1.3)$$

$$\text{➤ } \frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{(4 \cdot R / k_s)} > 200 \quad (1.4)$$

## F1.2 Bestimmung des Widerstandsverhaltens breiter Rechteckgerinne

Für den „vollkommen rauhen“ Strömungsfall und Normalabflussbedingungen, wie sie in der Praxis überwiegend angetroffen werden, kann das Widerstandsverhalten breiter Rechteckgerinne entweder nach der empirischen GMS-Formel oder nach dem wissenschaftlich fundierten Ansatz von COLEBROOK-WHITE berechnet werden.

### 1. Ansatz nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER

Die GMS - Formel für das breite Rechteckgerinne bei Normalabfluss lautet:

$$V_m = Q / A = k_{st} \cdot y^{2/3} \cdot I_{so}^{1/2} \quad (1.5)$$

wobei:  $k_{st} = \frac{1}{n}$

mit:

- $v_m$  =  $Q/A$  = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
- $Q$  = Durchfluss [ $m^3/s$ ]
- $A$  =  $B \cdot y$  = durchströmte Querschnittsfläche [m]
- $k_{St}$  = Strickler - Beiwert [ $m^{1/3}/s$ ]
- $n$  = Manning - Beiwert [ $s/m^{1/3}$ ]
- $y$  = Wassertiefe [m]
- $I_{so}$  = Neigung der Gerinnesohle [-]
- $B$  = Gerinnebreite [m]

Der in Gl. (1.5) enthaltene Rauheitsbeiwert  $k_{st}$  bzw.  $n$  kann entweder mit Hilfe einer Eichmessung bestimmt werden, was aber in der Praxis oft zu aufwendig ist, oder Tabellenwerken entnommen werden. Die Tabellenwerke basieren auf Erfahrungswerten. Es ist jedoch grundsätzlich zu beachten, dass der Beiwert dimensionsbehaftet ist und vom hydraulischen Radius bzw. von der Wassertiefe abhängt. Der Wert ist also nicht für eine Rauheitsstruktur konstant, wie es in den Tabellenwerken angenommen wird.

Während für den Mittel- und Hochwasserbereich innerhalb vertretbarer Toleranzgrenzen ein konstanter Beiwert für die Sohle angesetzt werden kann (siehe hierzu auch die Diskussion in Kap. 2), nimmt im Niedrigwasserbereich dagegen z.B. der Stricklerbeiwert mit abnehmender Wassertiefe deutlich ab und der Widerstand des Gerinnes signifikant zu. Bei einer Abnahme der Wassertiefe um 50% muss in diesem Bereich mit einer Abnahme des  $k_{st}$ -Wertes um mindestens 20% gerechnet werden.

Falls eine Eichkurve des Gewässers nicht aufgenommen werden kann, ist es für den praktischen Einsatz sinnvoll, bei der Verwendung obiger Beiwerte aus Tabellenwerken die Berechnungen für einen **Wertebereich** der Widerstandskoeffizienten durchzuführen, anstatt lediglich einen Wert für alle Abflussereignisse anzusetzen.

## 2. Ansatz von COLEBROOK - WHITE

Wird zur Ermittlung des Widerstandsverhaltens breiter Rechteckgerinne der Ansatz von COLEBROOK-WHITE verwendet, so können folgende Formeln zur Berechnung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  [-] angegeben werden:

$$v_m = \frac{Q}{A} = \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{g \cdot y \cdot I_{So}} \quad (1.6)$$

Sind keine Eichmessungen zur Bestimmung von  $\lambda$  möglich, kann der Widerstandsbeiwert mit Hilfe des universellen Widerstandsgesetzes ermittelt werden. Es lautet (siehe SCHLICHTING [1982]):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{k_s / D}{3,71}\right) \quad (1.7)$$

mit:  $D$  = Rohrdurchmesser [m]  
 $k_s$  = äquivalente Sandrauheit nach Nikuradse [m]

Wird der Rohrdurchmesser  $D$  durch den hydraulischen Radius  $R$  (mit:  $D = 4 \cdot R$ ) ersetzt, ergibt sich nach Umformung für das Widerstandsgesetz von Rohren beliebiger Querschnittsgeometrie die Beziehung (COLEBROOK-WHITE [1937]):

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{k_s}\right) + 6,74 \quad (1.8)$$

Mit den Versuchsdaten von BAZIN hat KEULEGAN [1938] das Widerstandsgesetz für breite Rechteckgerinne ( $R = y$ ) ermittelt. Es lautet in Analogie zu Gl. (1.8):

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{y}{k_s}\right) + 6,02 \quad (1.9)$$

Da für naturnahe Fließgewässer keine befriedigenden Tabellenwerke zur Ermittlung der äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  vorliegen, können zu deren Bestimmung zwei Methoden angewendet werden:

- a) die exakte Bestimmung von  $k_s$  aus gemessenen Geschwindigkeitsprofilen und
- b) die empirische Festlegung von  $k_s$  mittels eines charakteristischen Korndurchmessers aus der Siebanalyse.

### a) Ermittlung von $k_s$ aus Geschwindigkeitsmessungen

Die Ermittlung von  $k_s$  erfolgt unter Zugrundelegung des logarithmischen Geschwindigkeitsverteilungsgesetzes. Bei der Berechnung wird wie folgt vorgegangen:

Zunächst wird z.B. die Oberkante der Rauheitselemente als Bezugsniveau gewählt. Der Abstand zwischen dem Bezugsniveau und dem Nullniveau des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils wird mit  $y'$  bezeichnet.

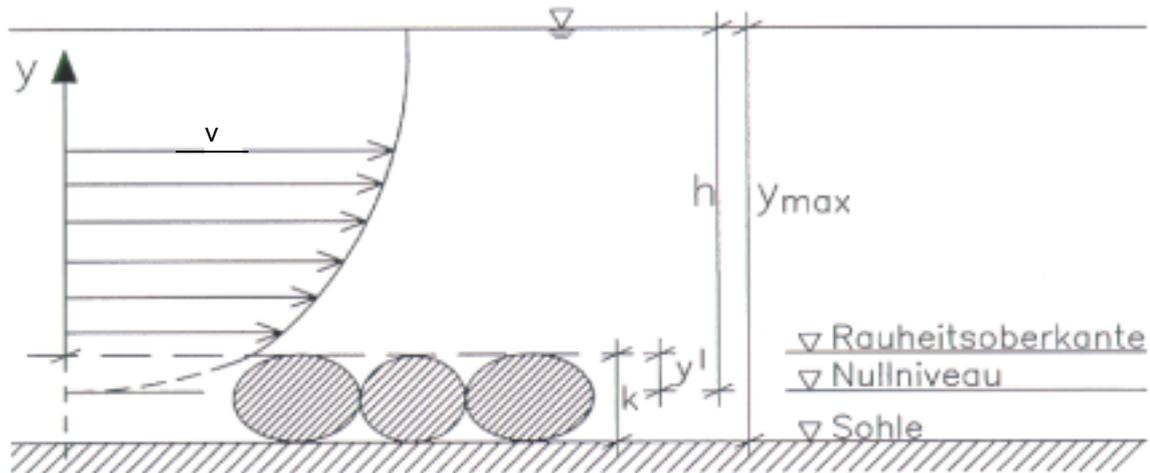


Abb. F1.1: Nullpunkt des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils.

Die Bestimmung des Versatzes  $y'$  erfolgt iterativ. Hierzu wird die gemessene Geschwindigkeit  $v$  über dem natürlichen Logarithmus  $\ln(y+y')$  aufgetragen, wobei der Versatz  $y'$  zunächst zu null angenommen wird. Durch die Messpunkte wird mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate eine Regressionsgerade gelegt und der Korrelationskoeffizient  $R^2$  bestimmt. Der Versatz  $y'$  wird nun so gewählt, dass der Korrelationskoeffizient maximal wird.

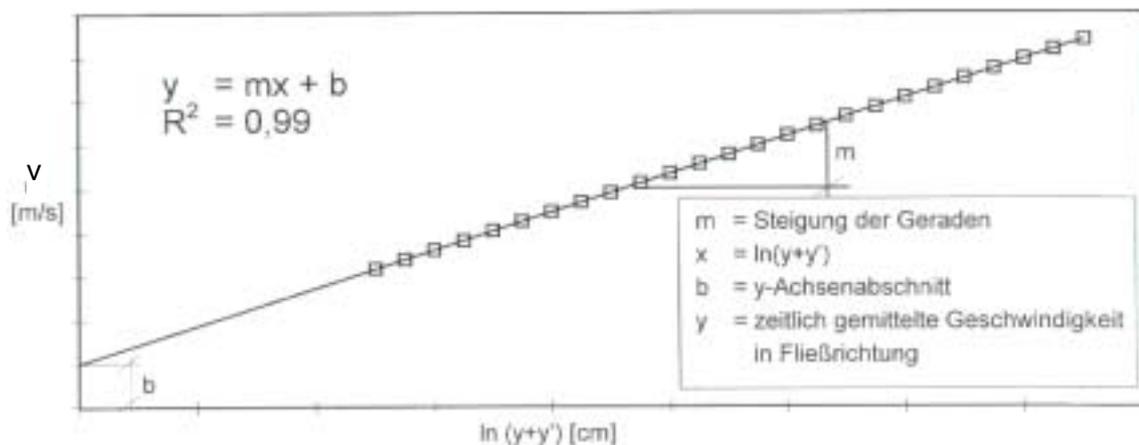


Abb. F1.2: Ermittlung des Versatzes  $y'$  mit Hilfe der linearen Regression.

Aus der Steigung der ermittelten Regressionsgeraden lässt sich nach Umformung der Gleichung

$$\frac{v}{v_0^*} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{y}{k_s}\right) + 8,5 \quad (1.10)$$

die Geschwindigkeit  $v_0^*$  folgendermaßen berechnen:

$$v = 2,5 \cdot v_0^* \cdot \ln(y + y') - 2,5 \cdot \ln(k_s) + 8,5 \cdot v_0^* \quad (1.11a)$$

$$m = 2,5 \cdot v_0^* \quad \text{und} \quad v_0^* = m/2,5$$

Die äquivalente Sandrauheit  $k_s$  wird aus dem Achsenabschnitt  $b$  der Regressionsgeraden bestimmt zu:

$$b = -2,5 \cdot v_0^* \cdot \ln(k_s) + 8,5 \cdot v_0^* \quad (1.11b)$$

bzw.

$$\ln(k_s) = 3,4 - \frac{b}{m} \quad (1.11c)$$

Zwischen der äquivalenten Sandrauheit und dem Strickler-Beiwert  $k_{St}$  besteht weiterhin die Beziehung (vgl. Kap. 2):

$$k_{St} = \frac{26}{k_s^{1/6}} \quad (1.12)$$

Auf der Grundlage von Gl. (1.12) ist damit auch ein Vergleich des Ansatzes nach COLEBROOK-WHITE mit demjenigen nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER möglich.

## b) Empirische Bestimmung von $k_s$

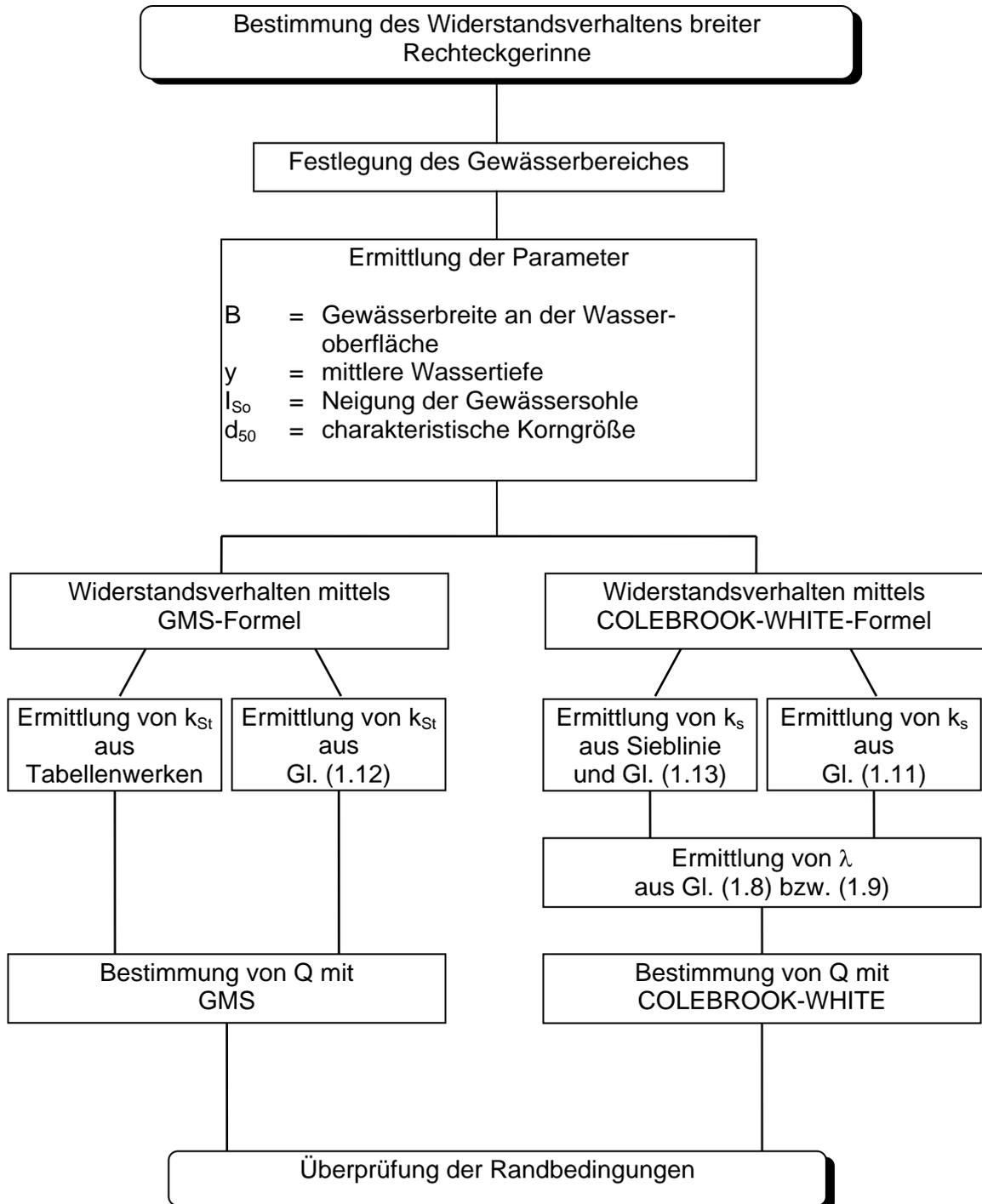
Um die Reibungsverluste einer Strömung über Sohlen natürlicher Fließgewässer auf einfache Weise erfassen zu können, wurden empirische Ansätze entwickelt, die äquivalente Sandrauheit  $k_s$  aus einem charakteristischen Korndurchmesser zu bestimmen (s.a. Tab. 2.1). Von den in Kapitel 2 zusammengestellten Ansätzen sollen nachfolgend der von Mertens und derjenige vom DVWK [1990] angewendet werden. Beim Ansatz des DVWK wird der mittlere Korndurchmesser  $d_m$  vereinfachend durch den Durchmesser bei 50 % Siebdurchgang ( $d_{50}$ ) ersetzt. Damit gilt:

$$k_s = 3,6 \cdot d_{50} \quad \text{nach DVWK [1990]} \quad (1.13a)$$

$$k_s = 2,5 \cdot d_{50} \quad \text{nach MERTENS [1995]} \quad (1.13b)$$

## F1.2.1

## Berechnungsablauf





**F1.2.2 Berechnungsbeispiel (Donau unterhalb Binzwangen)**

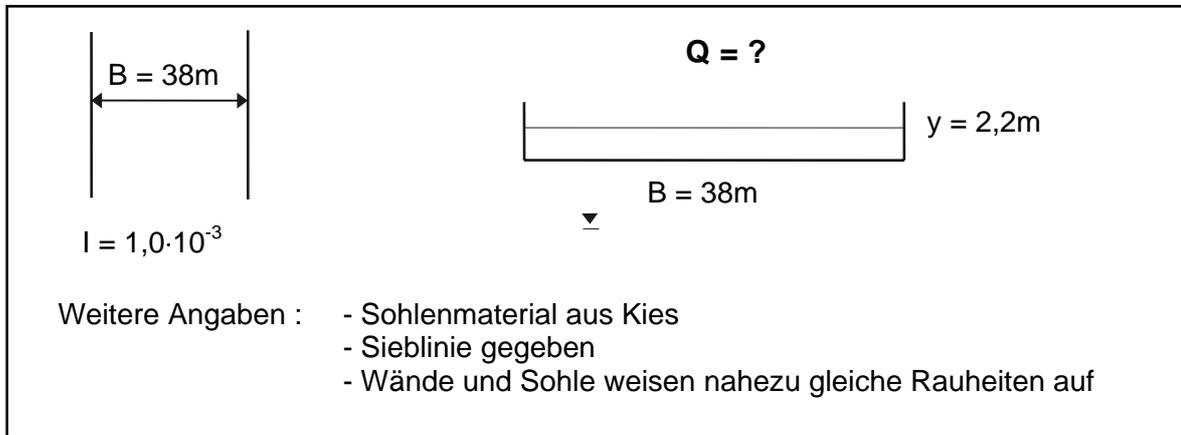


Abb. F1.1: Beispiel eines breiten, geradlinigen Rechteckgerinnes.

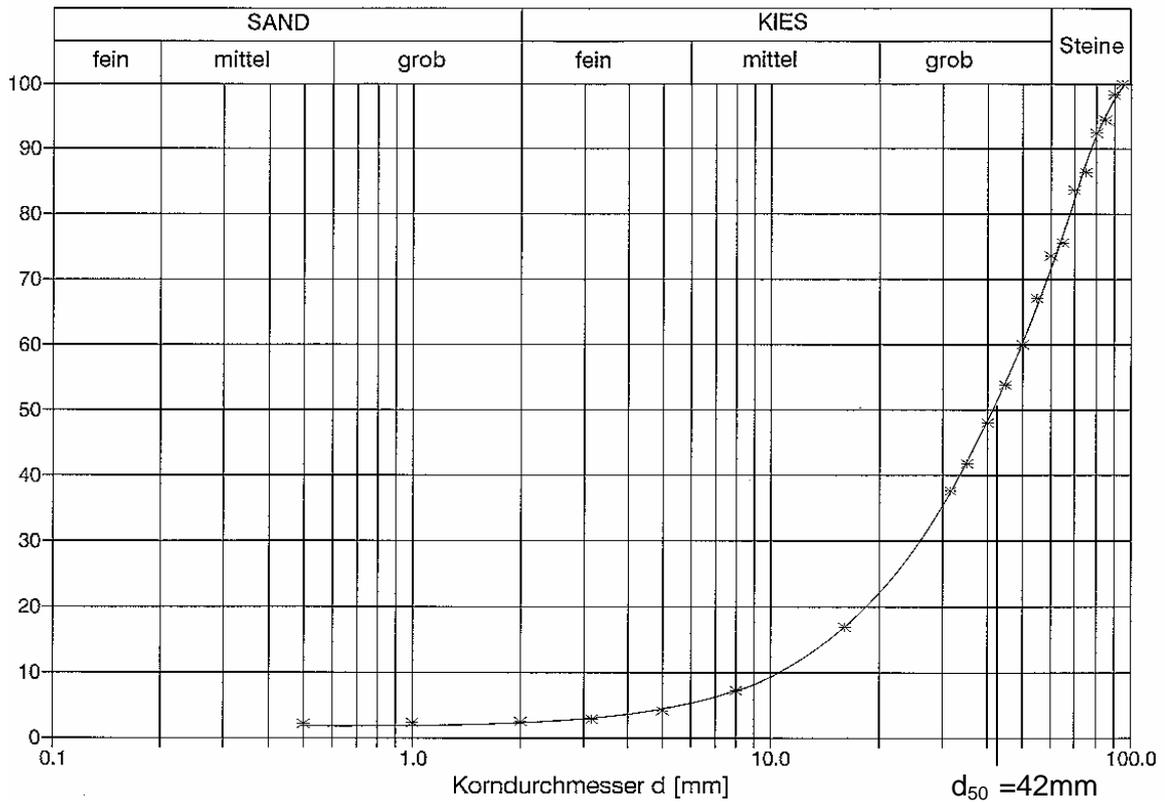


Abb. F1.2: Charakteristische Sieblinie.

**Berechnung**

1. Ermittlung von  $k_{St}$  aus Tabellenwerken

aus Tab. F1.1:	$k_{St1} =$	$40 \text{ m}^{1/3}/s$
aus Tab. F1.2:	$k_{St2} =$	$40 \text{ m}^{1/3}/s$
aus Tab. F1.5:	$k_{St3} = \frac{1}{n} = \frac{1}{0,024} =$	$42 \text{ m}^{1/3}/s$

2. Ermittlung von  $k_s$  aus Sieblinie

$$k_{s1} = 3,6 \cdot 0,042 = 0,151 \text{ m}$$

$$k_{s2} = 2,5 \cdot 0,042 = 0,105 \text{ m}$$

3. Ermittlung von  $\lambda$  aus Gl. (1.9)

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_1}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{2,2}{0,151}\right) + 6,02 = 12,72$$

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_2}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{2,2}{0,105}\right) + 6,02 = 13,63$$

4. Ermittlung von  $k_{St}$  aus Gl. (1.12)

$$k_{St4} = \frac{26}{0,151^{1/6}} = 35,6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$k_{St5} = \frac{26}{0,105^{1/6}} = 37,9 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

## 5. Bestimmung von Q mit der GMS - Formel

$$Q_1 = Q_2 = 40,0 \cdot 2,2^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 38 \cdot 2,2 = 179 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 42,0 \cdot 2,2^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 38 \cdot 2,2 = 188 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_4 = 35,6 \cdot 2,2^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 38 \cdot 2,2 = 159 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_5 = 37,9 \cdot 2,2^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 38 \cdot 2,2 = 170 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 6. Bestimmung von Q mit der COLEBROOK - WHITE - Formel

$$Q_6 = 12,72 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 2,2 \cdot 0,001} \cdot 38 \cdot 2,2 = 156 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_7 = 13,63 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 2,2 \cdot 0,001} \cdot 38 \cdot 2,2 = 168 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 7. Überprüfung der Randbedingungen

$$\frac{B}{y} = \frac{38}{2,2} = 17,3 > 10 \quad \text{erfüllt}$$

$$Fr = \frac{168 / (38 \cdot 2,2)}{\sqrt{9,81 \cdot \frac{38 \cdot 2,2}{2,2}}} = 0,4 < 1 \quad \text{erfüllt}$$

$$\frac{y}{k_s} = \frac{2,2}{0,151} = 14,6 > 3 \div 5 \quad \text{erfüllt}$$

$$\frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{D/k} = \frac{v_m \cdot 4R \cdot \sqrt{\lambda} \cdot d_{50}}{v \cdot 4R} > 200 \quad (k = d_{50})$$

$$= \frac{168 \cdot \sqrt{13,63} \cdot 0,042 \cdot 10^6}{38 \cdot 2,2 \cdot 1,0} = 3,1 \cdot 10^5 > 200 \quad \text{erfüllt}$$

Beschaffenheit der Gerinnewand	$k_{St}$ [ $m^{1/3}/s$ ]
Ungehobelte Bretter; geglätteter Beton; feiner Schlamm	90
Glatte Zementputz; glatter Beton mit hohem Zementgehalt; gut gefugte Klinker; Hausteinquader	80
Alte, aus Einzelrohren bestehende Betonrohrleitungen	75
Sorgfältiges Bruchsteinmauerwerk; mäßig inkrustierte Rohre; Walzgussasphalt	70
Normales Bruchsteinmauerwerk; unverputzter, gut geschalter Beton; behauene Steine; glatte Erdkanäle in festem Material	60
Grobes Bruchsteinmauerwerk; feiner Kies und Sand; gepflasterte Böschungen; unbefestigte Erdsohle	50
Regelmäßige Erdkanäle ohne Geschiebe; mittlerer Kies (20/40/60 mm)	40
Grober Kies (50/100/150 mm); leicht verkrautete Erdkanäle; natürliche Flüsse mit mäßiger Geschiebebewegung und Kolken	35
Natürliche Flussbetten mit grobem Geröll; stark geschiebeführende Flüsse; Erdkanäle in scholligem Lehm; kopfgroße Steine; Wildbäche; Flussvorland mit Vegetation	30
Gebirgsflüsse mit grobem Geröll; stark bewachsene Erdkanäle; rohe Felswand	25
Sehr unregelmäßiger Felskanal; Gebirgsflüsse mit starker Geschiebebewegung	< 20

Tab. F1.1: Sammlung von  $k_{St}$  - Werten aus PREIßLER und BOLLRICH [1980].

Gerinne	$k_{St}$ [ $m^{1/3}/s$ ]	Gerinne	$k_{St}$ [ $m^{1/3}/s$ ]
<i>- natürlich</i>		<i>- künstlich - Fels</i>	
mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40	mittelgrober Felsausbruch	25 - 30
mäßige Geschiebeführung	33 - 35	sorgfältige Sprengung	20 - 25
verkrautet	30 - 35	grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15 - 20
mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30	<i>- künstlich - gemauert</i>	
stark geschiebeführend	28	Hausteinquader	70 - 80
Wildbäche, kopfgroße Steine, ruhendes Geschiebe	25 - 28	sorgfältiges Bruchsteinmauerwerk	70
Wildbäche, grobes Geröll, Geschiebe in Bewegung	19 - 22	normales Bruchsteinmauerwerk	60
<i>- künstlich - Erde</i>		grob behauene Steine	50
festes Material, glatt	60	gepflasterte Böschung, Sohle aus Sand und Kies	45 - 50
fester Sand, etwas Ton oder Schotter	50	<i>- künstlich - Beton</i>	
Sand und Kies, gepflasterte Böschung	45 - 50	Zementglattstrich	100
Feinkies, ca. 10 - 30 mm	45	mit Stahlschalung hergestellt	90 - 100
mittl. Kies, ca. 20 - 60 mm	40	Glattverputz	90 - 95
Grobkies, ca. 50 - 150 mm	35	Beton geglättet	90
scholliger Lehm	30	glatter, unversehrter Zementputz	80 - 90
mit groben Steinen ausgelegt	25 - 30	Holzschalung, ohne Verputz	65 - 70
Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20 - 25	Stampfbeton, glatte Oberfläche	60 - 65
		alter Beton, saubere Fläche	60
		Betonschalen	50 - 60
		grobe Betonauskleidung	55
		unregelmäßige Betonflächen	50

Tab. F1.2: Sammlung von  $k_{St}$ -Werten aus LANGE und LECHER [1986].

Gerinne	$k_{St} [m^{1/3}/s]$
Natürliche Flüsse	
1) kleinere Flüsse mit HW-Abflußbreite < 30 m	
a) gleichmäßiger gerader Verlauf, kleine Gräben oder tiefe Mulden, bordvoll	30 - 40
b) gleichmäßig gewunden, einige Mulden und Untiefen	22 - 30
c) mit Stillwasserbereichen, verkrautet, tiefe Mulden	13 - 20
d) sehr verkrautete Bereiche, tiefe Mulden oder Vorländer mit dichtem Baumbestand und Unterholz	ca. 10
2) Gebirgsflüsse, ohne Vegetation im Flussbett, steile Böschungen, Bäume und Gebüsch entlang der Ufer bei HW überschwemmt	
a) Boden: Kies, Steinbrocken, einzelne Felsblöcke	20 - 35
b) Boden: Steinbrocken mit großen Felsbrocken	15 - 25
Vorländer	
1) Wiese, kein Gestrüpp	
a) kurzes Gras	30 - 40
b) hohes Gras	20 - 33
2) Gestrüpp	
a) verstreutes Gestrüpp, dichtes Unkraut	14 - 29
b) mittleres bis dichtes Gestrüpp, im Winter	9 - 22
c) mittleres bis dichtes Gestrüpp, im Sommer	6 - 14
3) Bäume	
a) dichte Weiden im Sommer	8 - 13
b) dichter Holzbestand, wenig Unterholz, HW-Stand unter den Zweigen	6 - 10
c) wie b) aber HW-Stand erreicht die Zweige	
Ausgekleidete oder erbaute Kanäle	
1) Kies-Boden mit Uferböschung aus	
a) Beton	40 - 60
b) Steinen in Mörtel	40 - 50
c) Bruchstein, Schotter, Steinschüttung	30 - 40
2) Mauerstein	
a) Glasurstein	65 - 90
b) in Zementmörtel	55 - 85
3) Asphalt	62 - 77
4) Mit Bewuchs befestigt	20 - 33
Künstliche Erdgerinne	
1) gerade und gleichmäßig	
a) Kies, gleichmäßiger Querschnitt	33 - 45
b) mit kurzem Gras und einigem Kraut	30 - 45
2) gewundener Lauf, träge fließend	
a) kein Bewuchs	33 - 43
b) mit Gras und einigem Kraut	29 - 40
c) Erdboden mit Schotterufer	29 - 36

Tab. F1.3: Sammlung von  $k_{St}$ -Werten aus „CHOW“ [1959] (modifiziert).

Gerinne		$k_{St} [m^{1/3}/s]$	$k_s [m]$
Erdkanäle	stärker bewachsen	32,5 - 34,5	0,19 - 0,27
	stark verkrautet	24,5 - 29	0,5 - 0,15
	kurzes Gras, etwas Kraut	30 - 45,5	
Vorländer	mitteldichtes Gestrüpp	6 - 22	
	dichte Weiden	5 - 9	
Kies und Steine	Grobkies	42,5 - 43	0,05 - 0,054
	Sand und Kies bis 60 mm	42 - 50	0,02 - 0,055
	mittlerer Kies	40	

Tab. F1.4: Sammlung von  $k_s$  und  $k_{St}$ -Werten aus „DVWK“ [1990].

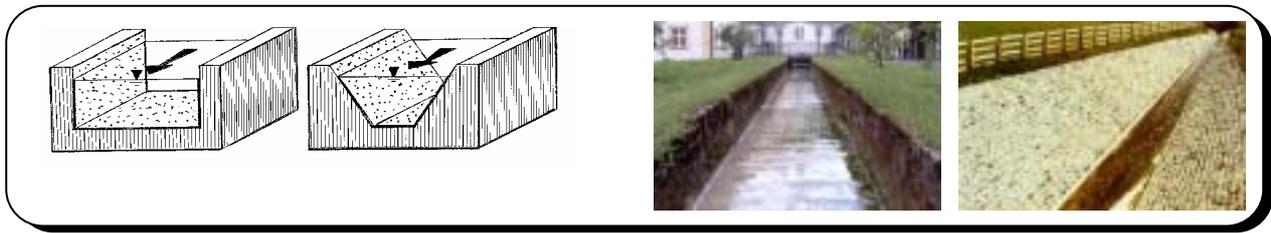
Eine andere Möglichkeit der Abschätzung wurde von CHOW [1959] in der oben genannten Quelle vorgestellt. Es handelt sich hierbei um einen Ansatz von COWAN [1956]. Da es sich sowohl bei CHOW als auch bei COWAN um englischsprachige Literatur handelt und im englischsprachigen Raum nicht der Strickler-Beiwert  $k_{St}$ , sondern sein Inverses, der Manning-Beiwert  $n=1/k_{St}$  verwendet wird, beziehen sich die folgenden Ausführungen auf den Manning-Beiwert  $n$ . Bei dem Ansatz von COWAN werden mehrere primäre Faktoren betrachtet, die den Manning-Beiwert  $n$  beeinflussen. Er wird daher nicht als ein Absolutwert geschätzt, sondern setzt sich aus fünf verschiedenen Teilbeiwerten  $n_i$  und einem Faktor  $m_5$  wie folgt zusammen:

$$n = ( n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4 ) \cdot m_5 \quad (1.14)$$

Sohlenmaterial	Erde	$n_0$	0,020
	gebrochener Fels		0,025
	Feinkies		0,024
	Grobkies		0,028
Grad der Unregelmäßigkeit in der Sohlenstruktur	glatt	$n_1$	0,000
	gering unregelmäßig		0,005
	mittel unregelmäßig		0,010
	stark unregelmäßig		0,020
Änderungen in der Querschnittsform	kaum auftretend	$n_2$	0,000
	gelegentlich auftretend		0,005
	häufig auftretend		0,010-0,015
Auswirkung von Hindernissen	vernachlässigbar	$n_3$	0,000
	gering		0,010-0,015
	merklich		0,020-0,030
	stark		0,040-0,060
Vegetation	niedrig	$n_4$	0,005-0,010
	mittel		0,010-0,025
	hoch		0,025-0,050
	sehr hoch		0,050-0,100
Grad der Mäandrierung	gering	$m_5$	1,000
	merklich		1,150
	stark		1,300

Tab. F1.5: Einzelne Manning-Beiwerte  $n_i$  und Faktor  $m_5$  aus CHOW [1959]

## Fall Nr. 2: "Gerinne mit unterschiedlicher Querschnittsform"



### F2.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit unterschiedlicher Querschnittsform

Bei den nachfolgenden Ausführungen über kompakte Gewässer unterschiedlicher Querschnittsform wird vorausgesetzt, dass Rauheit und Gerinnewiderstand annähernd gleichmäßig über Sohle und Berandung verteilt sind. Der Einfluss der Querschnittsform äußert sich als ungleichmäßige Schubspannungsverteilung über den benetzten Umfang des Fließquerschnittes. Die ungleichmäßige Schubspannungsverteilung führt ihrerseits zu einer Ungleichförmigkeit des Geschwindigkeitsfeldes und zur Ausbildung von Sekundärströmungszellen (Abb. F2.1), deren Anzahl je nach Wassertiefe  $y$  und Gewässerbreite  $B$  unterschiedlich ist. Die Auswirkungen der Sekundärströmungszellen auf das Geschwindigkeitsfeld (welches durch sog. Isotachen dargestellt wird) können nennenswert sein, so dass die Querschnittsgeometrie auch das Widerstandsverhalten des Gewässers beeinflusst.

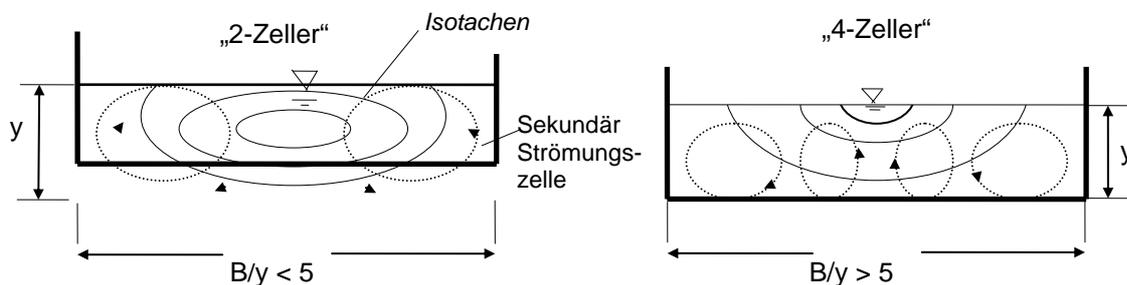


Abb. F2.1: Isotachen und Sekundärströmungszellen für unterschiedliche Verhältnisse von Gewässerbreite  $B$  zu Gewässertiefe  $h$

### F2.2 Bestimmung des Widerstandsverhaltens

Nach DVWK [1990] gibt es zahlreiche Möglichkeiten, den Einfluss der Querschnittsform in Rechnung zu stellen. Von diesen sind unter Anwendungsaspekten die einparametrischen Ansätze am zweckmäßigsten. Dabei wird als Ersatzdurchmesser im universellen Widerstandsgesetz ein **wirksamer hydraulischer Durchmesser**

$$D_{\text{eff}} = f \cdot D = f \cdot 4 \cdot R \quad (2.1)$$

eingeführt. In Gl. (2.1) ist  $f$  ein Formbeiwert, für den gefordert wird, dass er nur querschnittsformabhängig ist und nicht von  $Re$  und/oder  $k_s/R$  beeinflusst wird.

Nach den Ausführungen von SÖHNGEN [1987] ist von den untersuchten Konzeptionen des Formbeiwertes das nach MARCHI [1961] am zweckmäßigsten. Insbesondere auch deshalb, da festgestellt wurde, dass der MARCHI-Formbeiwert zumindest in den Grenzfällen "hydraulisch glatt" und "vollkommen rau" der obigen Forderung nachkommt und nicht von  $Re$  und  $k_s/R$  abhängig ist. Nach den Ausführungen

von MARCHI und nach Umformung lautet das universelle Widerstandsgesetz unter Berücksichtigung der Querschnittsform und voll ausgebildeter Rauheitsströmung (DVWK [1990]):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log\left(\frac{k_s / D}{3,71 \cdot f}\right) \quad \text{Gilt für glatte Wandungen} \quad (2.2)$$

Wird in Gl. (2.2) der korrekte Vorfaktor von 2,03 anstatt der 2,0 eingesetzt, lautet die um den Formbeiwert  $f$  erweiterte Gleichung von COLEBROOK-WHITE, nach Multiplikation mit  $\sqrt{8}$  und Ersetzen von  $D$  durch  $4 \cdot R$ :

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{v_m}{v_0} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{k_s}\right) + \underbrace{2,5 \cdot \ln(14,83 \cdot f)}_{Br} \quad (2.3)$$

Für  $f = 1$  nimmt die Konstante  $Br$  den Wert 6,74 an (vgl. Fall 1, Gl. 1.7).

Von BOCK [1966] wurden die Formbeiwerte sowohl für hydraulisch glatte Rechteck- und Trapezgerinne als auch für Dreieckgerinne und Kreisprofile ermittelt. In Abb. F2.2 sind die von BOCK bestimmten Formbeiwerte für hydraulisch glatte Trapezgerinne als Funktion des Verhältnisses von Wassertiefe  $y$  und Sohlenbreite  $B$  aufbereitet. Diese Messwerte wurden um die Daten von KEULEGAN (nach einer Auswertung von HEY [1979]; mit  $x$  markiert) erweitert.

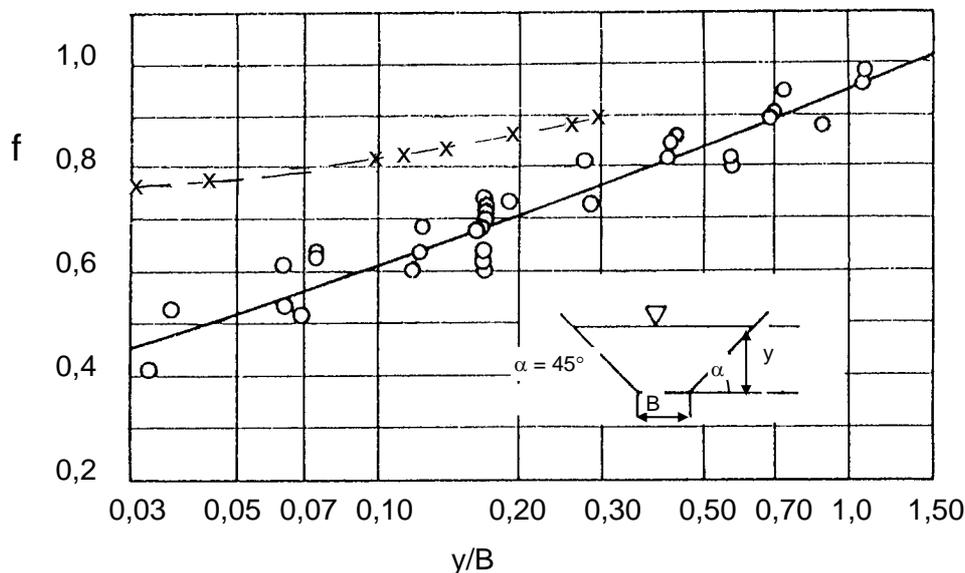


Abb. F2.2: Der Formbeiwert  $f$  als Funktion des Verhältnisses von Wassertiefe  $y$  zu Sohlenbreite  $B$  für das Trapezgerinne (aus: BOCK [1966] und HEY [1979]; modifiziert).

Die Daten von BOCK folgen der funktionalen Beziehung:

$$f = 1,629 \cdot \frac{y}{B} \cdot \frac{1 + \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} \cdot \frac{y}{B}}{1 + \frac{2}{\sin\alpha} \cdot \frac{y}{B}} \quad \text{für } 0,03 < y/B < 10 \quad (2.4)$$

und sind damit im Allgemeinen wesentlich kleiner als die von KEULEGAN ermittelten Daten, die einen  $f$ -Wert von 0,76 nicht unterschreiten. SÖHNGEN (persönliche Mitteilung) macht für die niedrigen BOCKschen Werte Reynoldszahl-Effekte verantwortlich. Nach AIGNER [1994], der ebenfalls Formbeiwerte in der Größenordnung der KEULEGANschen Daten angibt, liegt der Grund für die abweichenden Aussagen in unterschiedlichen Annahmen bei den Messbedingungen.

Im Gegensatz zu den Trapezquerschnitten steht bei den Rechteckquerschnitten sowohl für "hydraulisch glattes" als auch "vollkommen raues" Widerstandsverhalten genügend Datenmaterial zur Verfügung, um die Formfaktoren hinreichend genau zu quantifizieren. Von SÖHNGEN [1987] ist eine diesbezügliche Auswertung durchgeführt worden, für die er außer den BOCKschen Daten auch Messwerte von zahlreichen anderen Autoren sowie eigene Messungen in Rechteckgerinnen heranziehen konnte. Das Ergebnis der Auswertung ist in Abb. F2.3 dargestellt. Zum Vergleich wurden wieder die KEULEGANschen Daten (aus: HEY [1979]) sowie Daten von AIGNER [1994] hinzugefügt.

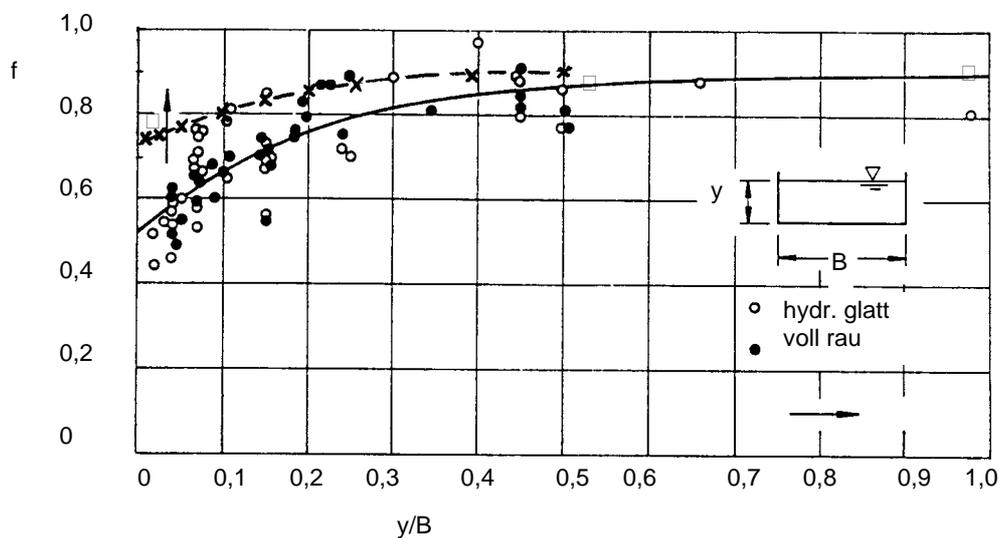


Abb. F2.3: Formbeiwert  $f$  als Funktion des Verhältnisses von Wassertiefe  $y$  und Sohlenbreite  $B$  für das Rechteckgerinne (aus: SÖHNGEN [1987] sowie HEY [1979], mit  $x$  markiert und AIGNER [1994], mit  $\square$  markiert)

Zufolge der Daten in Abb. F2.3 gibt es keinen signifikanten Unterschied bezüglich der Wandbeschaffenheit "glatt" und "rau". Die Ausgleichskurve kann durch die von SÖHNGEN ermittelten Daten mit hinreichender Genauigkeit durch die Funktion:

$$f = 0,90 - 0,38 \cdot e^{-5y/B} \quad (2.5)$$

beschrieben werden.

Obwohl bei Extrapolation ( $B \rightarrow \infty$ ) mit den Messdaten in Abb. F2.3 der Grenzwert  $f(0) = 0,52$  (für  $y/B \rightarrow 0$ ) erhalten wird, empfiehlt SÖHNGEN [1987] für sehr breite Rechteckgerinne als ausreichende Näherung einen konstanten Formbeiwert von:

$$f = 0,60 \quad \text{für } y/B < 0,04 \text{ (bzw. } B/y > 25) \quad (2.6a)$$

und nach neueren Untersuchungen an großen deutschen Flüssen (SÖHNGEN und KOLL [1996]) einen Wert von:

$$f = 0,73. \quad (2.6b)$$

Würde man eine Bandbreite für die Streuung der Daten angeben, dann würden die KEULEGANschen Daten (aus: HEY [1979]) - bis auf den einen sehr hohen Wert von AIGNER ( $f = 0,82$  für  $y/B \rightarrow 0$ ) - die obere Begrenzung des Streubereiches bilden. Nach den Daten von KEULEGAN ergibt sich für das breite Rechteckgerinne ein Formbeiwert von:

$$f = 0,75. \quad (2.6c)$$

Zufolge der großen Streubreite der Daten empfiehlt MERTENS [1996], für praktische Zwecke folgende Formbeiwerte zu verwenden:

$$f = 0,74 \quad \text{für breite Rechteckquerschnitte} \quad (2.6d)$$

$$f = 0,83 \quad \text{für Trapezprofile} \quad (2.6e)$$

Die in diesem Kapitel bereitgestellten Berechnungsformeln und Empfehlungen wurden in Abschnitt F 2.2.2 auf einen konkreten Fall angewendet. Dieser Berechnungsfall hat gezeigt, dass Änderungen im Formbeiwert nur einen geringen Einfluss auf den Durchfluss haben. Aus diesem Grund und wegen der Tatsache, dass sich die Formbeiwerte für das Trapez- und Rechteckgerinne nur geringfügig unterscheiden, sollten zur Berücksichtigung des Formeinflusses die von MERTENS (Gl. 2.6d und Gl. 2.6e) empfohlenen Werte verwendet werden.

Das bedeutet für die praktisch interessanten Fälle:

$$\begin{aligned} f = 0,74 & \quad \text{für **breite** Rechteck- und Trapezgerinne (} B/y \geq 25 \text{)} \\ f = 0,83 & \quad \text{für **kompakte** Rechteck- und Trapezgerinne (} B/y < 25 \text{)}. \end{aligned}$$

Der dadurch bedingte Fehler beträgt für den Durchfluss weniger als 1%.

Der Durchfluss in einem kompakten Gerinne unterschiedlicher Querschnittsform kann entweder nach COLEBROOK-WHITE (siehe hierzu auch Gl. 2.3):

$$Q = \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot I_{s0}} \cdot A \quad (2.7)$$

berechnet werden oder mit Hilfe der GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Gleichung

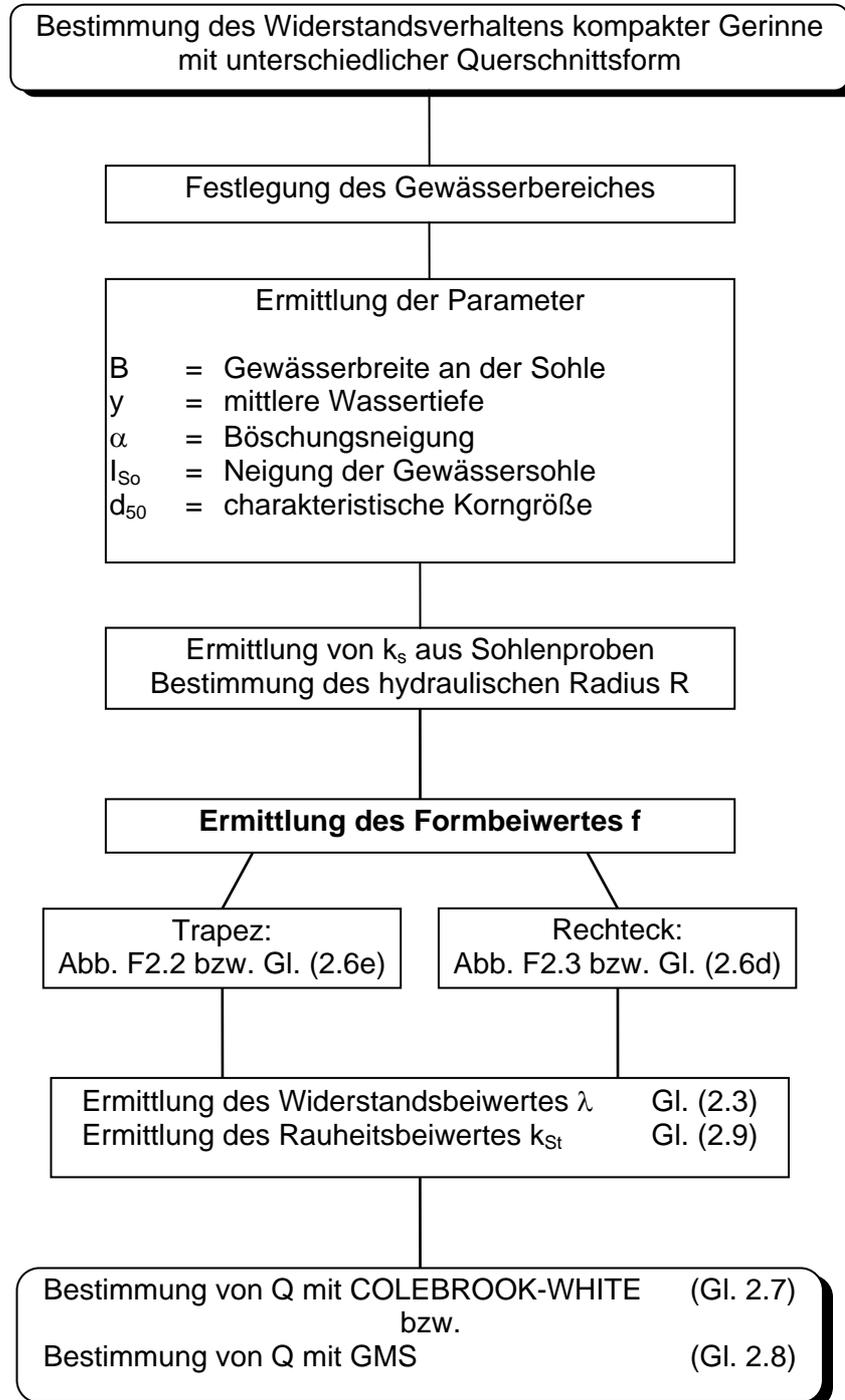
$$Q = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_{s0}^{1/2} \cdot A. \quad (2.8)$$

Zwischen der äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  (erforderlich zur Bestimmung von  $\lambda$ ) und dem Strickler-Beiwert  $k_{St}$  besteht die Beziehung (siehe Kap. 2.2):

$$k_{St} = \frac{26}{k_s^{1/6}}. \quad \text{Gilt für Formbeiwert } f = 1 \quad (2.9)$$



### F2.2.1 Berechnungsablauf





### F2.2.2 Berechnungsbeispiel

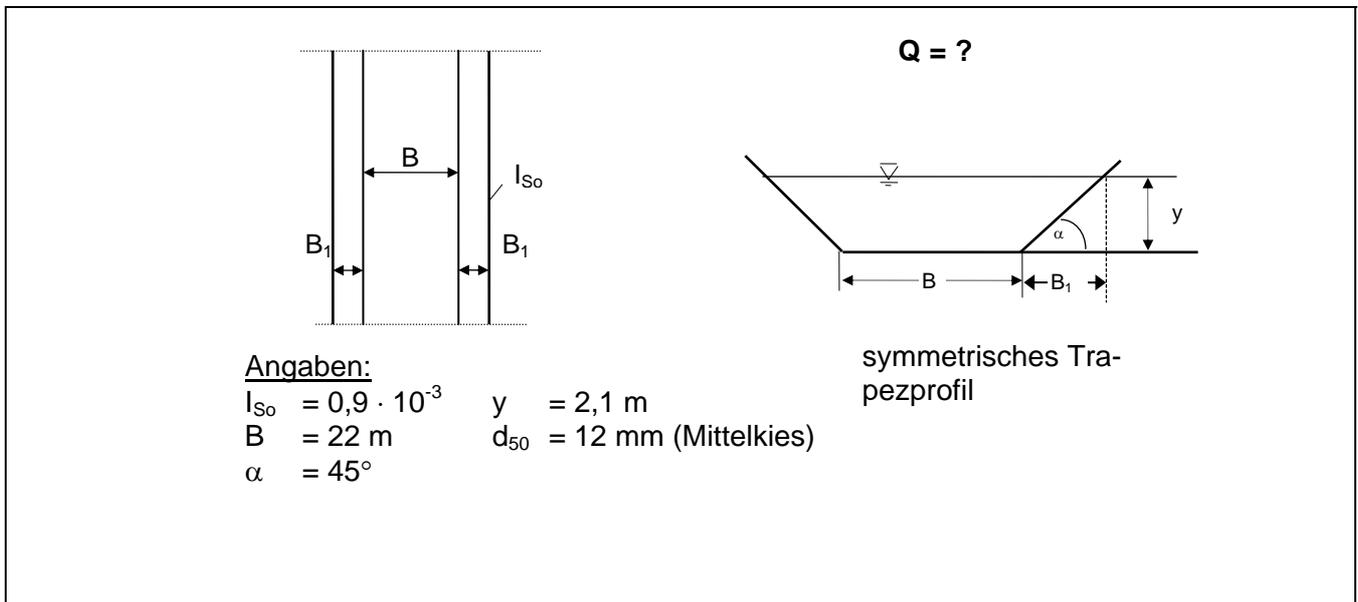


Abb. F2.4: Beispiel eines kompakten Trapezgerinnes mit gleicher Rauheit an Wand und Sohle

### Berechnung

- Bestimmung von  $k_s$  mittels  $d_{50}$  und der Empfehlung von MERTENS [1996]

$$k_s \cong 2,5 \cdot d_{50} = 2,5 \cdot 12 \cdot 10^{-3} = 0,03 \text{ m}$$

- Bestimmung des hydraulischen Radius R

$$R = \frac{A}{U} = \frac{(B + B_1) \cdot y}{B + 2 \cdot \frac{y}{\sin \alpha}} = \frac{(22 + 2,1) \cdot 2,1}{22 + 2 \cdot \frac{2,1}{\sin 45^\circ}} = \frac{50,61}{22 + \frac{4,2}{0,707}} = 1,81 \text{ m}$$

- Abschätzung des Formbeiwertes f

- aus Abb. F2.2 folgt mit  $y/B = 2,1/22 \cong 0,10$  und der Datenauswertung von HEY:

$$f_1 \cong 0,81$$

- nach der Empfehlung von MERTENS gilt:

$$f_2 \cong 0,83.$$

4. Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  nach Gl. (2.3)

mit:  $f_1 = 0,81$

$f_2 = 0,83$

$f_3 = 1,0$

$$\lambda_1 = \frac{8}{(2,5 \cdot \ln(\frac{1,81}{0,03}) + 2,5 \cdot \ln(14,83 \cdot 0,81))^2} = 0,0295$$

$$\lambda_2 = \frac{8}{(2,5 \cdot \ln(\frac{1,81}{0,03}) + 2,5 \cdot \ln(14,83 \cdot 0,83))^2} = 0,0292$$

$$\lambda_3 = \frac{8}{(2,5 \cdot \ln(\frac{1,81}{0,03}) + 2,5 \cdot \ln(14,83 \cdot 1,00))^2} = 0,0277$$

5. Ermittlung des Stricklerbeiwertes  $k_{St}$  nach Gl.(2.9)

$$k_{St} = \frac{26}{0,03^{1/6}} = 46,64 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

## 6. Ermittlung des Durchflusses Q nach Gl. (2.7)

$$Q_1 = (8 \cdot 9,81 \cdot 1,81 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} / 0,0295)^{1/2} \cdot 50,61 = 105,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = (8 \cdot 9,81 \cdot 1,81 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} / 0,0292)^{1/2} \cdot 50,61 = 105,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = (8 \cdot 9,81 \cdot 1,81 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} / 0,0277)^{1/2} \cdot 50,61 = 108,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

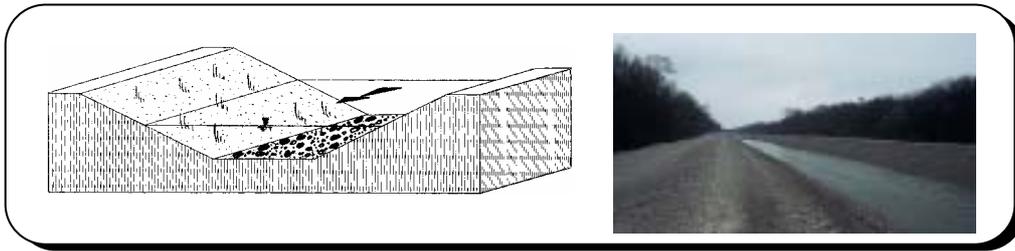
## Ermittlung des Durchflusses Q nach Gl.(2.8)

$$Q_4 = 46,64 \cdot 1,81^{2/3} \cdot (0,9 \cdot 10^{-3})^{1/2} \cdot 50,61 = 105,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Fazit**

Zur Abschätzung der Bedeutung des Formeinflusses wurde in der obigen Berechnung für den dritten Fall der Formbeiwert  $f$  unverändert zu 1,0 angenommen. Aus der Berechnung folgt, dass eine Änderung im Formbeiwert  $f$  von ca. 17% zu einer Änderung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  von ca. 5% und des Durchflusses  $Q$  von ca. 2,5% führt. Eine Änderung des Formbeiwertes von ca. 5% bewirkt dementsprechend im Widerstandsbeiwert  $\lambda$  nur eine Änderung von 1,7% und im Durchfluss von ca. 0,8%. Auf Grund der Tatsache, dass sich die Formbeiwerte für das Trapez- und Rechteckgerinne nur geringfügig unterscheiden (vgl. Abb. F2.2 und F2.3) und Änderungen im Formbeiwert nur einen geringen Einfluss auf den Durchfluss  $Q$  haben, sollten zur Berücksichtigung des Formeinflusses die von MERTENS empfohlenen Werte verwendet werden (siehe auch DITTRICH [1998]). Das heißt, bei breiten Rechteck- und Trapezgerinnen kann mit einem  $f$ -Wert von  $f = 0,74$  gerechnet werden und bei kompakten Trapez- und Rechteckgerinnen mit  $f = 0,83$ .

### Fall Nr. 3: "Gerinne mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle"



#### F3.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle

Natürliche und naturnah ausgebaute Fließgewässer besitzen meistens keine über den gesamten benetzten Umfang einheitlich verteilte Rauheiten. Die Gewässersohle besteht häufig aus Sand oder Kies, wogegen die Böschungen mittels Steinschüttungen befestigt sind. Der Gesamtwiderstand dieser Fließgewässer setzt sich somit aus verschiedenen Teilwiderständen zusammen. Die Querschnitte derartiger Gewässer werden deshalb nach einem Ansatz von EINSTEIN [1934] und HORTON [1933] "gedanklich" in Einflussflächen gegliedert, die den unterschiedlichen Teilwiderständen zugeordnet werden (Abb. F3.1). Die Trennlinien verlaufen senkrecht zu den Isotachen (Linien gleicher Geschwindigkeit), so dass aus turbulenz-theoretischen Gründen ein Impulsaustausch (Kraftübertragung) zwischen den Einflussflächen nicht stattfindet. Die Teilwiderstände in den einzelnen Einflussflächen können nach MERTENS [1989, 1994] mittels dem universellen Fließgesetz bestimmt werden.

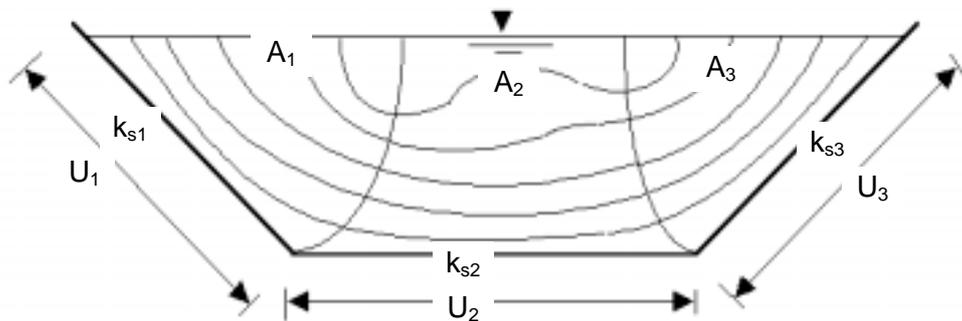


Abb. F3.1: Gerinne mit Teilflächenzuordnung nach EINSTEIN-HORTON [1934, 1933].

#### F3.2 Bestimmung des Widerstandsverhaltens eines Gerinnes mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle

Für die Teilwiderstände  $\lambda_i$  der Teilflächen  $A_i$  eines Trapezgerinnes im stationär-gleichförmigen Strömungszustand ergibt sich nach COLEBROOK-WHITE:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_i}} = \frac{v_m}{v_0^*} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R_i \cdot I_{S0}}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_i}{k_{s,i}} \right) + 6,27 \quad (3.1)$$

Hierbei wurde für den Formbeiwert des Trapezprofils der von MERTENS [1996] empfohlene Wert von  $f = 0,83$  (siehe **Fall 2**, Gl. 2.6e) angenommen. Da in Flächen, die zu den Isotachen senkrecht verlaufen, keine Schubspannungen wirksam werden, tragen diese Trennlinien nicht zum benetzten Umfang  $U_i$  der jeweiligen Teilflächen  $A_i$  bei, so dass für die hydraulischen Radien  $R_i$  der einzelnen Einflussflächen gilt:

$$R_i = \frac{A_i}{U_i} \quad (3.2)$$

Nach dem Ansatz von EINSTEIN-HORTON wird weiterhin davon ausgegangen, dass in den Teilquerschnitten und im Gesamtquerschnitt die mittleren Geschwindigkeiten  $v_m$  und die Energiegefälle  $I_E$  gleich sind. Mit diesen Annahmen ergibt sich für den Gesamtwiderstand  $\lambda$  die Beziehung:

$$\lambda \cdot U = \sum (\lambda_i \cdot U_i) \quad \text{mit } A / \lambda = \sum A_i / \lambda_i \quad (3.3a)$$

Es gilt weiterhin, dass sich die Gesamtfläche aus der Summe der einzelnen Flächen zusammensetzt:

$$A_G = \sum A_i \quad (3.3b)$$

Aus den Gln. (3.1 bis 3.3) folgt, dass zur Bestimmung des Gesamtwiderstandes nicht nur die Kenntnis aller  $k_{s,i}$ -Werte erforderlich ist, sondern wegen der in Gl. (3.1) verlangten hydraulischen Radien  $R_i$  müssen auch die Teilflächen  $A_i$  (Gl. 3.2) bekannt sein. Dadurch wird möglicherweise eine langwierige Iteration notwendig, die zu einem erheblichen Rechenaufwand führt. Aus diesem Grund wird in der Praxis häufig die GMS-Formel (Gl. 3.4) verwendet, zu deren Anwendung die Teilflächen  $A_i$  nicht benötigt werden.

$$v_m = \frac{Q}{A_G} = \sum k_{St,i} \cdot \sum R_i^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (3.4)$$

Unter den gleichen Voraussetzungen, die den Gln. (3.1 bis 3.3) zugrunde liegen, gilt:

$$\frac{U}{k_{St}^{3/2}} = \sum \frac{U_i}{k_{St,i}^{3/2}} \quad (3.5a)$$

und nach Umformung ergibt sich für den Rauheitsbeiwert  $k_{St}$  des Gesamtgerinnes:

$$k_{St} = \left( \frac{U}{\sum (U_i / k_{St,i}^{3/2})} \right)^{2/3} \quad (3.5b)$$

Gl. (3.5b) ist rechnerisch einfach zu handhaben, da zur Bestimmung des  $k_{St}$ -Wertes des Gesamtgerinnes nur die Kenntnis der  $k_{St,i}$ -Werte entlang der einzelnen benetzten Umfänge benötigt wird. Den einzelnen Teilwiderständen werden bei diesem Ansatz konstante, d.h. von der Wassertiefe unabhängige,  $k_{St,i}$ -Beiwerte zugeordnet. Wie aber MERTENS [1994] anhand von zwei einfachen Beispielen zeigen konnte, kann diese Annahme in naturnahen, kompakten Fließgewässern mit alluvialer (sandiger oder kiesiger) Sohle und insbesondere bei Ufervegetation zu erheblichen Fehlern führen.

Untersuchungen von KNIGHT AND MACDONALD [1979] in einem Rechteckgerinne mit glatten Seitenwänden und rauen Sohlen haben weiterhin ergeben, dass bei einer Zuordnung der Teilquerschnitte mit Hilfe von Isotachenplänen die den Teilflächen zugeordneten mittleren Fließgeschwindigkeiten nahezu gleich sind. Diese Messergebnisse bestätigen eine der Voraussetzungen für die Gln. (3.3 u. 3.5). Aus den gemessenen Wandschubspannungsverteilungen folgt jedoch, dass durch die Teilquerschnittzuordnung mit Hilfe von scherkraftfreien Trennflächen der eigentliche Einflussbereich der zugehörigen Wandfläche und der sich dort ausbildenden Wirbel nicht ermittelt werden kann. Die über gemessene Wand-

schubspannungen bestimmten Einflussflächen weichen signifikant von den mittels scherkraftfreien Trennflächen ermittelten Teilquerschnitten ab. Offensichtlich findet ein Impulsaustausch und damit verbunden eine Überlagerung der Wirbel (unterschiedlicher Größe und Stärke) von der Wand zur Sohle statt. Zusammenfassend kamen KNIGHT AND MACDONALD zu dem Schluss, dass trotz der nachgewiesenen Unterschiede der gebräuchliche Seitenwandkorrekturansatz nach EINSTEIN-HORTON zu recht genauen Ergebnissen für den Widerstandsbeiwert der Sohle führt.

Basierend auf neueren Untersuchungen entwickelten KNIGHT ET AL. [1992] ein Konzept, mit dem die Teilwiderstände bzw. die Schubspannungsanteile auf Wand und Sohle bei bekanntem Gesamtwiderstand  $\lambda$  bzw. bei Kenntnis der Gesamtschubspannung  $\tau$  ohne Kenntnis der Teilflächen berechnet werden können. Bei diesem Konzept gehen die Autoren davon aus, dass der Impulsaustausch vom Verhältnis der Rauheiten an Wand und Sohle des Gewässers abhängig ist. Damit ist aber auch der Schubspannungsanteil, der auf eine Einheitslänge des benetzten Umfangs wirkt, von diesem Verhältnis abhängig. Auf dieselbe Wand wirken demnach in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen der Rauheit an der Sohle und der Wand unterschiedliche Schubspannungen. Unter dieser Voraussetzung beträgt der Anteil der Schubspannung  $S_W$  [%], der von den Wänden aufgenommen wird:

$$S_W = \frac{100}{1 + \frac{U_S}{U_W} \cdot \frac{\tau_S}{\tau_W}} \quad (3.6)$$

$U_S$  und  $U_W$  bezeichnen die benetzten Umfänge an der Sohle und den Wänden,  $\tau$  steht für die jeweiligen Schubspannungen. Der Schubspannungsanteil  $S_W$  [%] wird zufolge Gl. (3.6) nur dann in demselben Maß mit den benetzten Umfängen variieren, wenn  $\tau_S = \tau_W$  ist. Selbst in Gerinnen mit einheitlicher Rauheit entlang des benetzten Umfangs ändert sich danach der Schubspannungsanteil aufgrund des Verhältnisses von  $U_S/U_W$  bzw. von Formeinflüssen. Diese Variationen können nach KNIGHT ET AL. [1992] durch folgende Beziehungen, die an drei Trapezgerinnen unterschiedlicher Böschungsneigung und unterschiedlicher Rauheiten an Wand und Sohle gewonnen wurden, erfasst werden:

$$S_W = C_1 \cdot e^\alpha \quad (3.7)$$

mit:  $\alpha = -3,23 \cdot \log \left[ \frac{U_S}{U_W \cdot C_2} + 1 \right] + 4,6052$

wobei:  $C_1 = 1$  für  $\frac{U_S}{U_W} < 6,546$

sonst:  $C_1 = 0,586 \cdot \left( \frac{U_S}{U_W} \right)^{0,2847}$

und  $C_2 = 1,5$  für unterkritische Strömungen

Der Wert des Faktors  $C_2$  ist jedoch nicht konstant, sondern ändert sich mit dem Verhältnis der Rauheiten an Wand und Sohle. Im Fall *größerer Rauheiten an den Wänden als an der Sohle* gilt:

$$C_2 = 1,492 + 0,008 \cdot \frac{k_{s,W}}{k_{s,S}} \quad (3.8a)$$

wobei  $k_{s,W}$  und  $k_{s,S}$  die äquivalenten Sandrauheiten der Wände und der Sohle sind. Im Fall einer *größeren Rauheit an der Sohle als an den Wänden* wurde die Beziehung erhalten:

$$C_2 = 1,5 \cdot \left( \frac{k_{s,W}}{k_{s,S}} \right)^{0,203} \quad (3.8b)$$

Mit diesen Faktoren können für die einzelnen Schubspannungen an Wand ( $\tau_W$ ) und Sohle ( $\tau_S$ ) bzw. für die einzelnen Teilwiderstände ( $\lambda_W$  u.  $\lambda_S$ ) folgende Beziehungen angegeben werden:

$$\frac{\tau_W}{\tau} = 0,01 \cdot S_W \cdot \left( 1 + \frac{U_S}{U_W} \right) \quad (3.9a)$$

und 
$$\frac{\tau_S}{\tau} = (1 - 0,01 \cdot S_W) \cdot \left( 1 + \frac{1}{U_S / U_W} \right) \quad (3.9b)$$

mit 
$$\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_{So} \quad (3.9c)$$

oder

$$\frac{\lambda_W}{\lambda} = 0,01 \cdot S_W \cdot \left( 1 + \frac{U_S}{U_W} \right) \quad (3.10a)$$

und 
$$\frac{\lambda_S}{\lambda} = (1 - 0,01 \cdot S_W) \cdot \left( 1 + \frac{1}{U_S / U_W} \right) \quad (3.10b)$$

mit 
$$\lambda = \frac{8 \cdot g \cdot R \cdot I_{So}}{v_m^2} \quad (3.10c)$$

Die aufbereiteten Beziehungen und Aussagen wurden von HAMMANN DE SALAZAR UND DITTRICH [1993] in Laboruntersuchungen an einem halben Trapezgerinne überprüft. Die eine Berandung des Gerinnes bestand aus einer senkrechten Plexiglaswand und die andere war unter  $45^\circ$  geneigt. Des Weiteren waren Böschung und Sohle mit unterschiedlichen Rauheiten versehen.

Hinsichtlich der erzielten Resultate konnten zunächst in Abhängigkeit von der Wassertiefe zwei Fälle unterschieden werden. Bei niedrigen Wasserständen (erster Fall) stieg der Stricklerbeiwert  $k_{St}$  des Gesamtgerinnes mit zunehmender Wassertiefe stark an, wogegen er bei mittleren bis großen Wassertiefen (zweiter Fall) nur noch geringfügig zunahm bzw. konstant blieb. Der Fall niedriger Wasserstände ergab sich für Sohlenbreiten-Wassertiefen-Verhältnisse von  $B/y \geq 8$  und wurde durch Reynoldszahl-Effekte beeinflusst. Aus diesem Fall wurde in Übereinstimmung mit NAUDASCHER (siehe Kap. 2.2, Gl. 2.23) die Schlussfolgerung gezogen, dass bei Zugrundelegung eines Genauigkeitsverlustes von weniger als 10% die GMS-Formel in Verbindung mit dem Überlagerungskonzept von EINSTEIN-HORTON nur für Reynolds-Zahlen von  $Re \geq 4 \cdot 10^4$  angewendet werden sollte.

Für den Fall mittlerer bis großer Wassertiefen ( $B/y \leq 8$ ) sind der Parameter  $y/k_s$  (= relative Überdeckung) und das Verhältnis von Wand- zu Sohlenrauheit (analog der Untersuchungen von KNIGHT ET AL. [1992] von großer Bedeutung. Der Gesamtwiderstand  $k_{St}$  des Gerinnes (nach dem Ansatz von EINSTEIN-HORTON berechnet) wird sowohl bei kleinen Werten von  $y/k_s$  als auch bei größeren Rauheiten an der Wand als an der Sohle überschätzt. Für das Verhältnis  $y/k_s$  konnte dabei in Abhängigkeit von  $B/y$  ein Grenzbereich von  $y/k_s = 5 \div 10$  angegeben werden, unterhalb dem die Anwendung der GMS-Formel nicht sinnvoll ist.

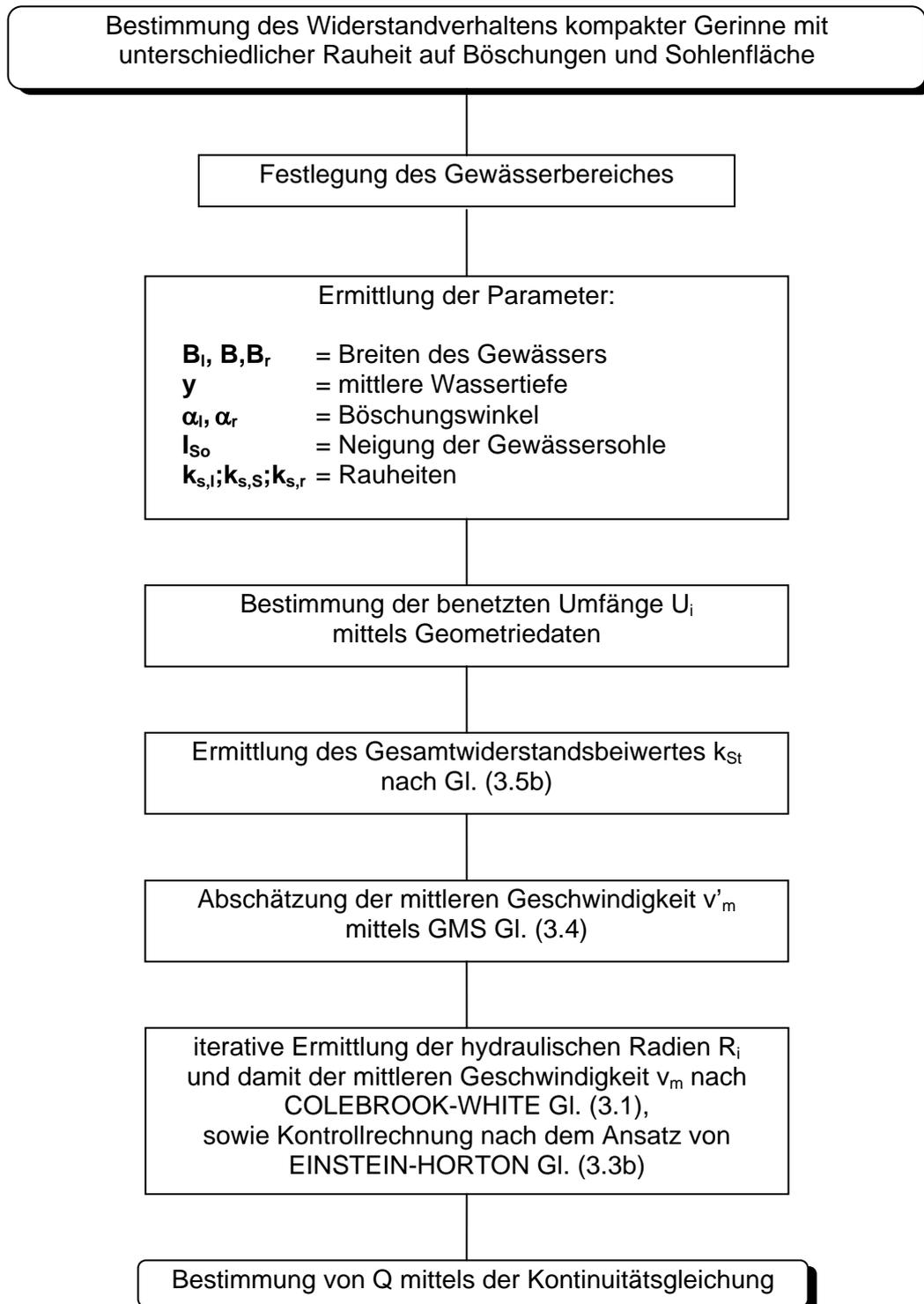
Die Untersuchungen haben weiterhin ergeben, dass das Widerstandsverhalten kompakter Gewässer im Fall größerer Rauheiten an der Wand als an der Sohle unterschiedlich ist, gegenüber dem Fall einer über den benetzten Umfang konstanten Rauheit oder dem Fall einer größeren Rauheit an der Sohle als an der Wand. In diesen Fällen wiesen die aus der Messung resultierenden Gesamtstricklerbeiwerte  $k_{St}$  mit zunehmender Wassertiefe andere Verläufe auf, als diejenigen, die nach dem Überlagerungskonzept von EINSTEIN-HORTON erhalten wurden. Dieses liegt darin begründet, dass bei unterschiedlichen Rauheiten an Wand und Sohle die damit verbundenen unterschiedlichen Schubspannungsanteile bzw. Teilwiderstände  $\lambda_i$  zu unterschiedlichen Einflussflächen  $A_i$  (siehe Abb. F3.1) führen, die mit dem Ansatz von EINSTEIN-HORTON unter Zugrundelegung der GMS-Formel (siehe auch Gl. 2.5) nicht berücksichtigt werden. Durch den Vergleich mit dem Ansatz von KNIGHT ET AL. [1992] konnte jedoch gezeigt werden, dass das Überlagerungskonzept von EINSTEIN-HORTON, bei Verwendung des universellen Widerstandsgesetzes, die auf die Berandungen wirkenden Schubspannungen auch in diesen Fällen noch gut abschätzt und damit Gültigkeit besitzt.

**Anhand dieser Laboruntersuchungen wird deshalb empfohlen, dass zur Berechnung des Widerstandsverhaltens kompakter Gewässer mit unterschiedlichen Rauheiten an Wand und Sohle der Ansatz von EINSTEIN-HORTON in Verbindung mit dem universellen Widerstandsgesetz von COLEBROOK-WHITE angewendet werden sollte.**

Die im folgenden an einem konkreten Fall durchgeführten Berechnungen mit unterschiedlichen Rauheiten an Wand und Sohle haben ergeben (DITTRICH [1998]), dass teilweise eine gute bis sehr gute Übereinstimmung zwischen den nach der GMS-Formel ermittelten Werten und den mit der Beziehung nach COLEBROOK-WHITE erhaltenen Werten besteht. Die Übereinstimmung ist umso besser, je geringer die Unterschiede zwischen den Rauheiten an den Wänden und an der Sohle und je geringer die Unterschiede zwischen den Rauheiten an den beiden gegenüberliegenden Wänden sind.



### F3.2.1 Berechnungsablauf





### F3.2.2 Berechnungsbeispiel

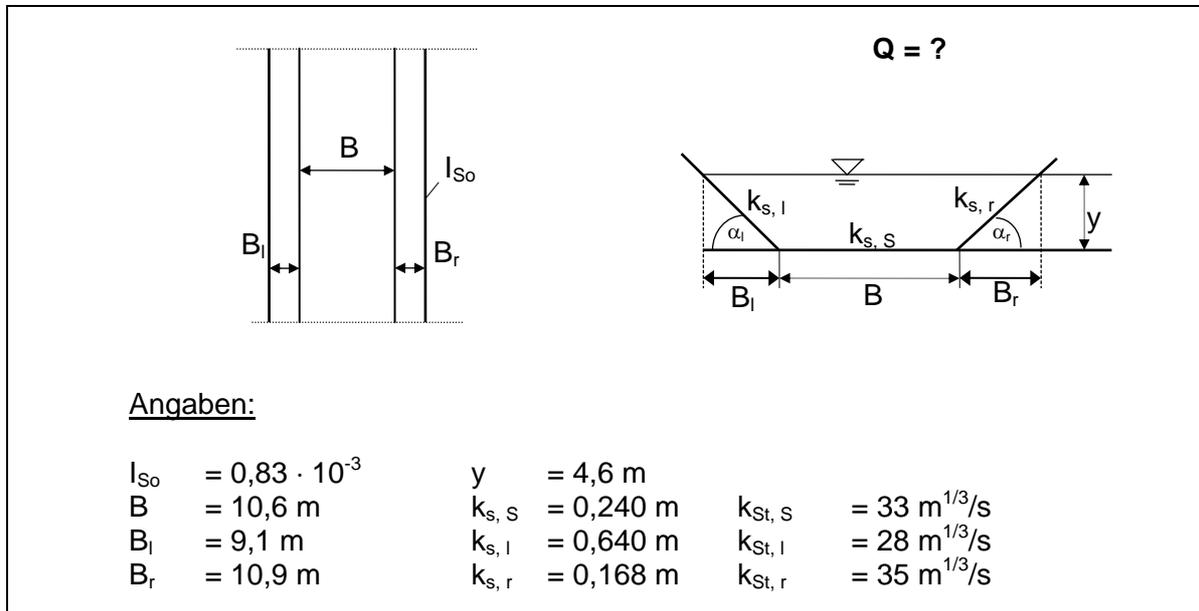


Abb. F3.2: Beispiel eines kompakten Trapezgerinnes mit unterschiedlichen Rauheiten entlang des benetzten Umfangs

### Berechnung

- Bestimmung der benetzten Umfänge  $U_i$

$$\operatorname{tg} \alpha_l = \frac{4,6}{9,1} = 0,5055 \rightarrow \alpha_l = 26,8^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_r = \frac{4,6}{10,9} = 0,4220 \rightarrow \alpha_r = 22,9^\circ$$

$$U_l = \frac{4,6}{\sin 26,8^\circ} = 10,2 \text{ m}$$

$$U_s = B = 10,6 \text{ m}$$

$$U_r = \frac{4,6}{\sin 22,9^\circ} = 11,8 \text{ m}$$

$$U = U_l + U_s + U_r = 32,6 \text{ m}$$

- Ermittlung des Gesamtwiderstandsbeiwertes  $k_{St}$  nach Gl. (3.5b)

$$k_{St} = \left( \frac{10,2 + 10,6 + 11,8}{10,2 / 28^{3/2} + 10,6 / 33^{3/2} + 11,8 / 35^{3/2}} \right)^{2/3} = 31,8 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$$

3. Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v'_m$  mittels der GMS-Formel Gl. (3.4) sowie des Durchflusses  $Q'$

$$v'_m = 31,8 \cdot \left( \frac{10,6 \cdot 4,6 + 0,5 \cdot 9,1 \cdot 4,6 + 0,5 \cdot 10,9 \cdot 4,6}{32,6} \right)^{2/3} \cdot (0,83 \cdot 10^{-3})^{1/2} = 1,87 \text{ m/s}$$

$$Q' = v'_m \cdot A_G = 1,87 \cdot 94,76 = 177,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. iterative Berechnung der hydraulischen Radien  $R_i$  der einzelnen Einflussflächen  $A_i$  nach Gl. (3.1) (mit  $v'_m$  als Startwert) sowie Kontrollrechnung mit  $A_G = \Sigma A_i = \Sigma R_i \cdot U_i$

Tab. F3.1: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$

	$v'_m = 1,87 \text{ m/s}$	$v_m = 1,85 \text{ m/s}$	$v_m = 1,82 \text{ m/s}$
$R_l$	3,75 m	3,70 m	3,62 m
$R_s$	2,79 m	2,75 m	2,68 m
$R_r$	2,53 m	2,48 m	2,43 m
$A_G = 94,76 \text{ m}^2$			
$\Sigma A_i$	97,56 $\text{m}^2$	96,15 $\text{m}^2$	94,0 $\text{m}^2$

5. Ermittlung des Durchflusses  $Q$

$$Q = v_m \cdot A_G = 1,82 \cdot 94,76 = 172,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Neuberechnung mit modifizierten Rauheitswerten:

Fall a)

$k_{s,s} = 0,240 \text{ m}$	$k_{St,s} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
$k_{s,l} = 0,168 \text{ m}$	$k_{St,l} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
$k_{s,r} = 0,168 \text{ m}$	$k_{St,r} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tab. F3.2: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$

Fall a)	$v'_m = 2,01 \text{ m/s}$	$v_m = 2,00 \text{ m/s}$
$R_l$	2,81 m	2,78 m
$R_s$	3,12 m	3,06 m
$R_r$	2,80 m	2,79 m
$A_G = 94,76 \text{ m}^2$		
$\Sigma A_i$	94,82 $\text{m}^2$	93,71 $\text{m}^2$

$$Q_a = v'_m \cdot A_G = 2,01 \cdot 94,76 = 190,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fall b)

$$\begin{array}{ll}
 k_{s,s} = 0,056 \text{ m} & k_{St,s} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 k_{s,l} = 0,168 \text{ m} & k_{St,l} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 k_{s,r} = 0,168 \text{ m} & k_{St,r} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}
 \end{array}$$

Tab. F3.3: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$ 

Fall b)	$v'_m = 2,17 \text{ m/s}$	$v_m = 2,16 \text{ m/s}$
$R_l$	3,14 m	3,11 m
$R_s$	2,39 m	2,35 m
$R_r$	3,14 m	3,11 m
$A_G = 94,76 \text{ m}^2$		
$\Sigma A_i$	94,39 $\text{m}^2$	93,47 $\text{m}^2$

$$Q_b = v'_m \cdot A_G = 2,17 \cdot 94,76 = 205,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fall c)

$$\begin{array}{ll}
 k_{s,s} = 0,056 \text{ m} & k_{St,s} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 k_{s,l} = 0,797 \text{ m} & k_{St,l} = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 k_{s,r} = 0,797 \text{ m} & k_{St,r} = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}
 \end{array}$$

Tab. F3.4: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$ 

Fall c)	$v'_m = 1,77 \text{ m/s}$	$v_m = 1,75 \text{ m/s}$	$v_m = 1,70 \text{ m/s}$	$v_m = 1,69 \text{ m/s}$
$R_l$	3,74 m	3,68 m	3,55 m	3,51 m
$R_s$	1,75 m	1,71 m	1,64 m	1,62 m
$R_r$	3,74 m	3,68 m	3,55 m	3,51 m
$A_G = 94,76 \text{ m}^2$				
$\Sigma A_i$	100,99 $\text{m}^2$	99,32 $\text{m}^2$	95,57 $\text{m}^2$	94,49 $\text{m}^2$

$$Q_c = v_m \cdot A_G = 1,69 \cdot 94,76 = 160,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

<u>Fall d)</u>	$k_{s,s} = 0,056 \text{ m}$	$k_{St,s} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
	$k_{s,l} = 0,056 \text{ m}$	$k_{St,l} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
	$k_{s,r} = 0,797 \text{ m}$	$k_{St,r} = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tab. F3.5: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$ 

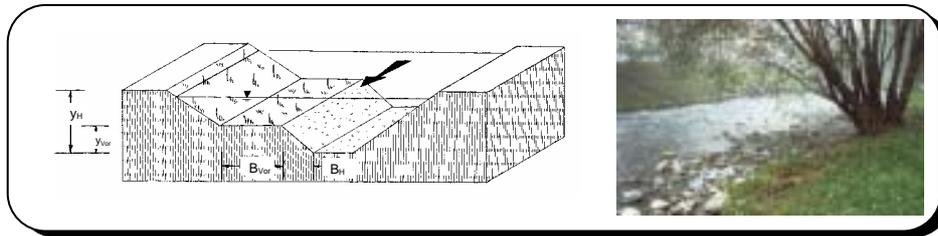
Fall d)	$v'_m = 2,03 \text{ m/s}$	$v_m = 2,0 \text{ m/s}$	$v_m = 1,95 \text{ m/s}$
$R_l$	2,14 m	2,09 m	2,01 m
$R_s$	2,14 m	2,09 m	2,01 m
$R_r$	4,51 m	4,41 m	4,27 m
$A_G = 94,76 \text{ m}^2$			
$\Sigma A_i$	97,73 $\text{m}^2$	95,51 $\text{m}^2$	92,19 $\text{m}^2$

$$Q_d = v_m \cdot A_G = 2,0 \cdot 94,76 = 189,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

## Fazit

Im vorliegenden Berechnungsbeispiel wurde zur schnellen Abschätzung der für die Iteration nach Gl. (3.1) erforderlichen mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$  auf die GMS-Formel zurückgegriffen. Die mit der GMS-Formel ermittelten Eingangsdaten sind die in den Tabellen F3.1 bis F3.5 mit ' markierten  $v_m$ -Werte ( $v'_m$ ). Wie den Tabellen zu entnehmen ist, besteht teilweise eine gute bis sehr gute Übereinstimmung zwischen denen nach der GMS-Formel (Gl. 3.5b) und denen mit der Beziehung nach COLEBROOK-WHITE (Gl. 3.1) erhaltenen Werten. Die Übereinstimmung ist umso besser je geringer die Unterschiede zwischen den Rauheiten an den Ufern und an der Sohle und je geringer die Unterschiede zwischen den Rauheiten an den beiden gegenüberliegenden Ufern sind.

## Fall Nr. 4: "Kompaktes Gerinne mit Flachwasserzone"



### F4.1 Charakteristiken eines kompakten Gerinnes mit Flachwasserzone

Von einem kompakten Gerinne mit Flachwasserzone spricht man, wenn das Gewässerbett neben dem ganzjährig durchflossenen Hauptgerinne auch noch einen Bereich besitzt, der über große Zeiträume im Jahr überströmt wird. Im Hochwasserfall sind die Abflusstiefen in der Flachwasserzone groß und die Fließgeschwindigkeiten zwischen Hauptgerinne und Flachwasserzone unterscheiden sich - im Unterschied zu gegliederten Gerinnen - nicht wesentlich. Nach KRADOLFER [1983] liegt dieser Fall näherungsweise vor, wenn folgende geometrischen Randbedingungen für ein Abflussereignis gegeben sind (s. dazu auch Abb. F4.1):

$$R_{\text{Vor}} > \frac{R_{\text{H}}}{2} \quad \text{und} \quad B_{\text{Vor}} \leq \frac{B_{\text{H}}}{2} \quad (4.1)$$

mit:  $R_{\text{Vor}}$  bzw.  $R_{\text{H}}$  = Hydraulischer Radius des Vorlandes bzw. des Hauptgerinnes  
 $B_{\text{Vor}}$  bzw.  $B_{\text{H}}$  = Breite des Vorlandes bzw. der Sohle des Hauptgerinnes

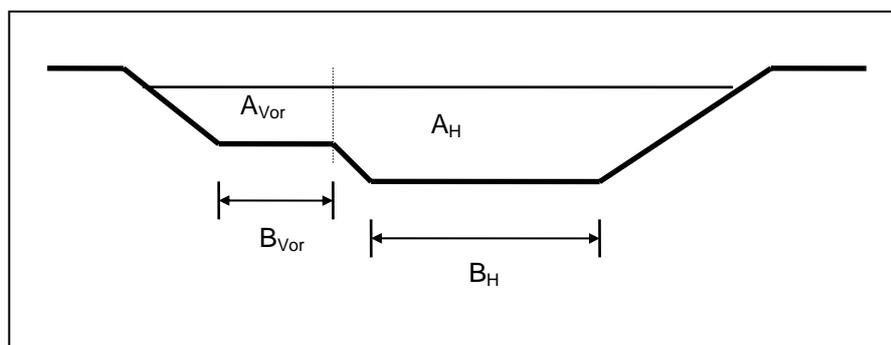


Abb. F4.1: Skizzenhafte Darstellung des kompakten Gerinnes mit Flachwasserzone.

Diese Abgrenzung gegenüber dem gegliederten Gerinne mittels rein geometrischer Parameter geht von einer einheitlichen Rauheit über den gesamten benetzten Umfang des Gerinnes aus. Die durch unterschiedliche Rauheiten in Hauptgerinne und Vorland hervorgerufenen physikalischen Strömungsvorgänge werden in diesem Ansatz nicht erfasst. Extreme Rauheiten in der Flachwasserzone führen zu erheblichen Differenzen zwischen den mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Gerinneteilen und damit zu einem stark turbulenten Massen- und Impulsaustausch. Die hierdurch hervorgerufenen Energieverluste müssen, wie bei gegliederten Gerinnen, mittels einer Scheinschubspannung an der Grenzfläche zwischen den Gerinneteilen berücksichtigt werden. Eine detaillierte Beschreibung letzterer Ansätze findet sich bei **Fall Nr. 15** (gegliederte Gerinne).

#### F4.2 Bestimmung des Widerstandsverhaltens eines kompakten Gerinnes mit Flachwasserzone

Die Ungleichung (4.1) erlaubt eine grobe Abgrenzung des kompakten Gerinnes mit Flachwasserzone mittels rein geometrischer Parameter und beschreibt den Fall großer Abflusstiefen auf schmalen Vorländern. Sie geht von einer über den gesamten benetzten Umfang relativ einheitlichen Rauheit aus. Ist dies der Fall und ist die Ungleichung (4.1) erfüllt, so kann die Bestimmung des Fließwiderstandes auf den **Fall 3** (kompaktes Gerinne mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohlenfläche) zurückgeführt werden.

Für die Fälle:

$$R_{\text{Vor}} > \frac{R_{\text{H}}}{2} \quad \text{und} \quad B_{\text{Vor}} > \frac{B_{\text{H}}}{2} \quad (4.2)$$

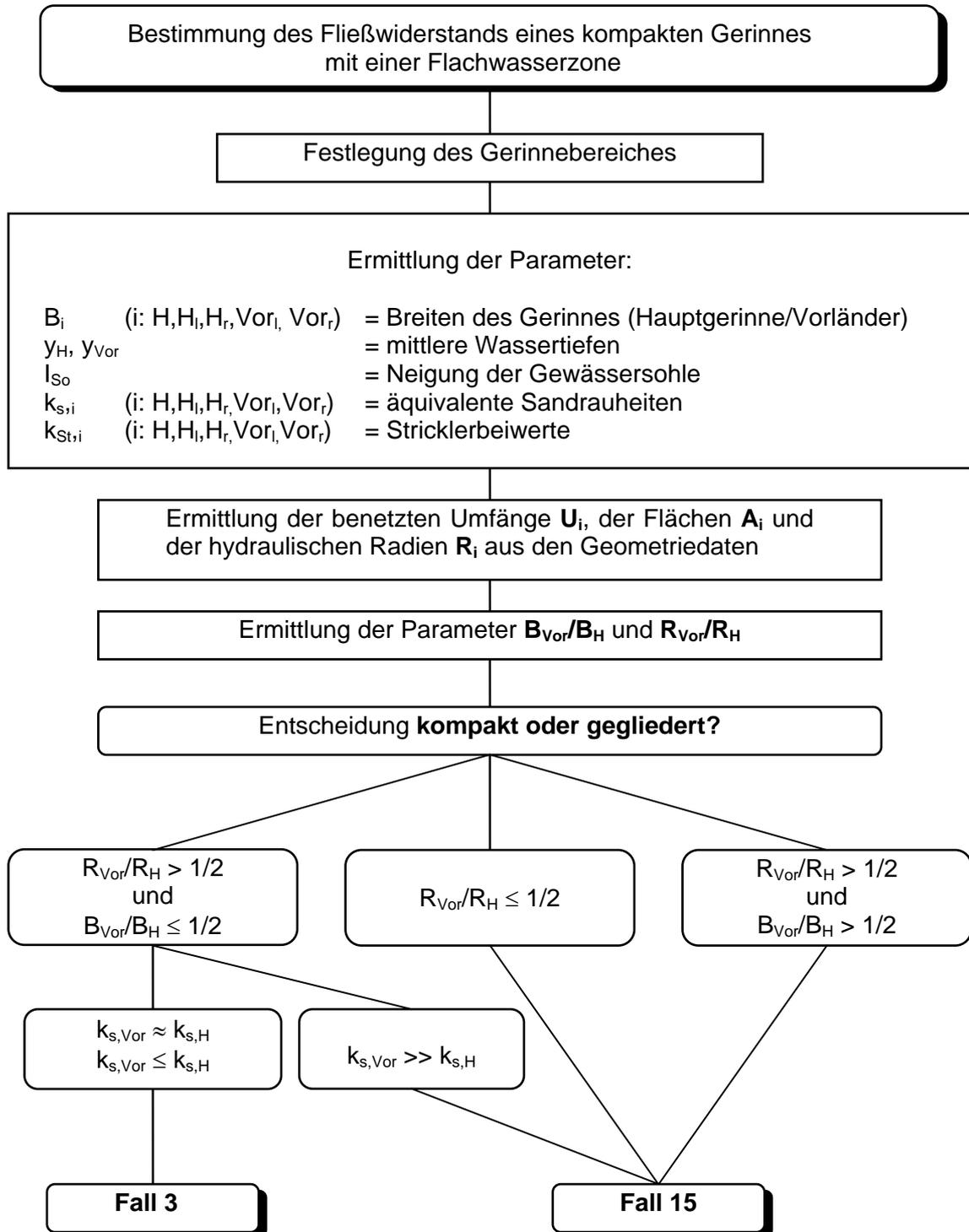
und

$$R_{\text{Vor}} \leq \frac{R_{\text{H}}}{2} \quad (4.3)$$

ist das Fließgewässer als gegliedertes Gerinne (**Fall 15**) zu behandeln. Diese Vorgehensweise entspricht auch der Gliederung von POSEY [1957].

Falls sich die Rauheit in der Flachwasserzone von derjenigen im Hauptgerinne unterscheidet, ist neben den oben genannten geometrischen Parametern auch das Verhältnis der Rauheiten von Hauptgerinne und Flachwasserzone zu berücksichtigen. Eine eindeutige Grenzbedingung kann jedoch nicht angegeben werden (siehe auch Berechnungsbeispiel). Falls die Rauheit in der Flachwasserzone sehr viel größer als diejenige im Hauptgerinne ist, sollte das Gerinne auch dann als gegliedertes Gerinne (**Fall 15**) betrachtet werden, wenn die Ungleichung (4.1) erfüllt ist. Denn in diesem Fall ist die wichtige Voraussetzung zur Behandlung als kompaktes Gerinne, nämlich einheitliche mittlere Geschwindigkeiten in sämtlichen Gerinneteilen, nicht erfüllt.

**F4.2.1 Berechnungsablauf**



weiteres Vorgehen siehe Ablaufdiagramm **Fall 3** bzw. **Fall 15**



## F4.2.2 Berechnungsbeispiel

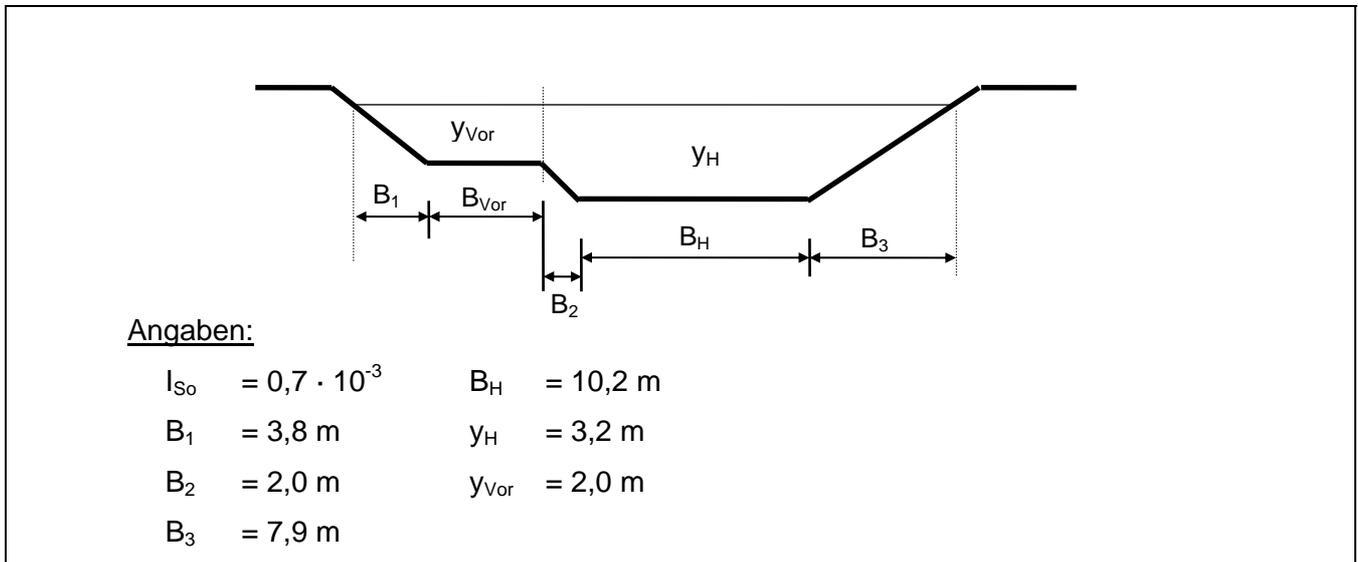


Abb. F4.2: Kompaktes Gerinne mit Flachwasserzone (zwei unterschiedliche Vorlandbreiten werden untersucht).

Um den Entscheidungsprozess zur Auswahl des richtigen Gewässertyps zu verdeutlichen, wurden zwei unterschiedliche Vorlandbreiten ausgewählt und miteinander verglichen. Bei der Verteilung der Rauheiten entlang des benetzten Umfanges wurden drei verschiedene Szenarien ausgewählt. Insgesamt ergaben sich so sechs verschiedene Konstellationen. Ausgehend von einer festen Wassertiefe werden auf verschiedene Weisen die zugehörigen Abflüsse bestimmt und miteinander verglichen.

## Berechnung

### 1. Ermittlung der geometrischen Parameter und Rauheitsparameter:

Fall a:	$B_{Vor} = 4,5 \text{ m}$	$k_{St,Vor} = k_{St,H} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{s,Vor} = k_{s,H} = 0,24 \text{ m}$ (grobsteiniger Kies)
Fall b:	$B_{Vor} = 5,5 \text{ m}$		
Fall c:	$B_{Vor} = 4,5 \text{ m}$	$k_{St,Vor} = k_{St,Hr} = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{s,Vor} = k_{s,Hr} = 0,64 \text{ m}$ (Krautwuchs)
		$k_{St,H} = k_{St,HI} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{s,H} = k_{s,HI} = 0,24 \text{ m}$ (grobsteiniger Kies)
Fall d:	$B_{Vor} = 5,5 \text{ m}$		
Fall e:	$B_{Vor} = 4,5 \text{ m}$	$k_{St,Vor} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{s,Vor} = 1,26 \text{ m}$ (Wildwuchs und Röhricht)
		$k_{St,H} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{s,H} = 0,24 \text{ m}$
Fall f:	$B_{Vor} = 5,5 \text{ m}$		

## 2. Bestimmung der benetzten Umfänge $U_i$ , der Flächen $A_i$ und der hydraulischen Radien $R_i$ :

Fall a, c, e:

$$\begin{aligned}
 U_H &= 2,4 \text{ m} + 10,2 \text{ m} + 8,5 \text{ m} && = 21,1 \text{ m} \\
 U_{Vor} &= 4,3 \text{ m} + 4,5 \text{ m} && = 8,8 \text{ m} \\
 A_H &= ((2 \text{ m} + 10,2 \text{ m} + 7,9 \text{ m}) \cdot 3,2 \text{ m}) - (2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} / 2) - (7,9 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} / 2) && = 50,5 \text{ m}^2 \\
 A_{Vor} &= (3,8 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} / 2) + (2 \text{ m} \cdot 4,5 \text{ m}) && = 12,8 \text{ m}^2 \\
 R_H &= 50,5 \text{ m}^2 / 21,1 \text{ m} && = 2,4 \text{ m} \\
 R_{Vor} &= 12,8 \text{ m}^2 / 8,8 \text{ m} && = 1,45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Fall b, d, f:

$$\begin{aligned}
 U_H &= 21,1 \text{ m} \\
 U_{Vor} &= 4,3 \text{ m} + 5,5 \text{ m} && = 9,8 \text{ m} \\
 A_H &= 50,5 \text{ m}^2 \\
 A_{Vor} &= (3,8 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} / 2) + (2 \text{ m} \cdot 5,5 \text{ m}) && = 14,8 \text{ m}^2 \\
 R_H &= 2,4 \text{ m} \\
 R_{Vor} &= 14,8 \text{ m}^2 / 9,8 \text{ m} && = 1,51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 3. Ermittlung der Parameter $R_{Vor}/R_H$ und $B_{Vor}/B_H$

Fall a, c, e:

$$\begin{aligned}
 R_{Vor}/R_H &= 1,45 \text{ m} / 2,4 \text{ m} && = 0,60 \\
 B_{Vor}/B_H &= 4,5 \text{ m} / 10,2 \text{ m} && = 0,44
 \end{aligned}$$

Fall b, d, f:

$$\begin{aligned}
 R_{Vor}/R_H &= 1,51 \text{ m} / 2,4 \text{ m} && = 0,63 \\
 B_{Vor}/B_H &= 5,5 \text{ m} / 10,2 \text{ m} && = 0,54
 \end{aligned}$$

## 4. Entscheidung **kompakt oder gegliedert** ?

Fall a, c, e:

$$\begin{aligned}
 R_{Vor}/R_H &= 0,60 > 1/2 \\
 B_{Vor}/B_H &= 0,44 < 1/2
 \end{aligned}$$

Fall b, d, f:

$$\begin{aligned}
 R_{Vor}/R_H &= 0,63 > 1/2 \\
 B_{Vor}/B_H &= 0,54 > 1/2
 \end{aligned}$$

Ausgehend von den geometrischen Randbedingungen wären die Fälle a, c, e als kompaktes Gerinne (**Fall 3**), die Fälle b, d, f als gegliedertes Gerinne (**Fall 15**) zu behandeln. Alle Fälle liegen mit den geometrischen Parametern jedoch in einem Grenzbereich. Es ist daher durchaus sinnvoll, diese Aufteilung unter Berücksichtigung der Rauheiten zu überprüfen.

Fall a, b:

$$k_{s,Vor} = k_{s,H} = 0,24 \text{ m}$$

Fall c, d:

$$\begin{aligned}
 k_{s,Vor} &= 0,64 \text{ m}; k_{s,HI} = 0,24 \text{ m} \text{ bzw. } k_{s,Hr} = 0,64 \text{ m} \\
 k_{s,Vor} &> k_{s,H}
 \end{aligned}$$

Fall e, f:

$$\begin{aligned}
 k_{s,Vor} &= 1,26 \text{ m}; k_{s,H} = 0,24 \text{ m} \\
 k_{s,Vor} &\gg k_{s,H}
 \end{aligned}$$

In den Fällen a und b ist die Rauheit über den gesamten benetzten Umfang gleichmäßig verteilt, während sie in den Fällen c und d auf dem Vorland sowie der rechten Böschung etwas größer als auf der

Sohle des Hauptgerinnes ist. In den Fällen e und f ist die Rauheit auf dem Vorland sehr viel größer als im Hauptgerinne. Man kann daher davon ausgehen, dass die mittleren Fließgeschwindigkeiten in den Fällen a und b im Hauptgerinne und im Vorland nicht sehr unterschiedlich sind. In den Fällen c und d und in verstärktem Maß in den Fällen e und f werden die mittleren Fließgeschwindigkeiten in den Teilgerinnen hingegen unterschiedlich sein. Geht man allein von den Rauheiten aus, so wären demnach die Fälle c, d, e und f als gegliedertes Gerinne zu betrachten und die Fälle a und b als kompaktes Gerinne. Diese aufgrund der physikalischen Strömungsvorgänge getroffene Aufteilung unterscheidet sich teilweise von der obigen, die allein auf der Basis der geometrischen Parameter erfolgte. Berücksichtigt man beide Entscheidungsparameter und geht nach dem Ablaufdiagramm in **F4.2.1** vor, so ist lediglich Fall a als kompaktes Gerinne und alle anderen Fälle sind als gegliederte Gerinne zu betrachten.

Um einen Eindruck von der Größenordnung der möglichen Abweichungen zu geben, wurde der Abfluss in allen sechs Fällen sowohl unter Annahme eines kompakten als auch unter Annahme eines gegliederten Gerinnes berechnet. Das genaue Vorgehen bei der Berechnung der Abflüsse kann den Ausführungen bei den **Fällen 3** bzw. **15** entnommen werden.

Bei der Behandlung als **kompaktes Gerinne (Fall 3)** wird nach Gl. (3.5b) der mittlere Stricklerbeiwert  $k_{st}$  und hieraus über die GMS-Gleichung eine erste Näherung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$  bestimmt. Mit Hilfe dieser mittleren Geschwindigkeit werden die hydraulischen Radien der einzelnen Einflussflächen  $A_i$  iterativ mittels Gl. (3.1) berechnet. Aus den hydraulischen Radien wird die genaue mittlere Geschwindigkeit und schließlich der Abfluss ermittelt.

Bei der Behandlung als **gegliedertes Gerinne (Fall 15)** setzen viele Lösungsansätze eine Schein Schubspannung  $\tau$  zwischen den Gerinneteilen an, wobei die Gerinneteile getrennt betrachtet und die Einzelabflüsse mit Korrekturfaktoren versehen werden. In erster Näherung und bei gleicher Rauheit innerhalb der Flachwasserzone bzw. dem Hauptgerinne kann hierbei die GMS-Gleichung in den einzelnen Gerinneteilen angesetzt werden. Für eine genaue Betrachtung werden auch hier wie bei **Fall 3** in den einzelnen Gerinneteilen die hydraulischen Radien bzw. Einflussflächen iterativ ermittelt.

Für die Berechnung des gegliederten Gerinnes wurden die drei Verfahren von WRIGHT und CARSTENS [1970], NICOLLET und UAN [1979] und WORMLEATON und MERRET [1990] ausgewählt. Neben dem Abfluss wurde beim Verfahren von NICOLLET der Ähnlichkeitsparameter  $C_N$  der Teilgerinne und beim Verfahren von WORMLEATON die Schubspannung  $\tau$  zwischen den Teilgerinnen berechnet. Diese Parameter stellen ein Maß dar für die Ähnlichkeit bzw. Unterschiedlichkeit der Strömungsparameter in den Teilgerinnen. Des Weiteren wurde die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den Teilgerinnen berechnet, die sich aus einer getrennten Betrachtung der Teilgerinne und Berechnung nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER ergibt. **Tab. F4.1** zeigt die Ergebnisse der Berechnungen.

Es zeigt sich, dass der Ähnlichkeitsparameter  $C_N$  von NICOLLET und UAN bei Fall a und Fall b noch 0,9 beträgt, bei den Fällen c und d jedoch bereits auf 0,885 und bei den Fällen e und f auf 0,859 sinkt. Die Schubspannung  $\tau$  zwischen den Gerinneteilen bei dem Verfahren von WORMLEATON und MERRET steigt von 1,74 N/m<sup>2</sup> bei Fall a bis auf 3,7 N/m<sup>2</sup> bei Fall f, die Interaktion nimmt also stark zu. Die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den Gerinneteilen nimmt von ca. 0,41 - 0,44 m/s bei den Fällen a und b, auf 0,48 - 0,51 m/s bei den Fällen c und d zu und erreicht schließlich 0,69 - 0,71 m/s bei den Fällen e und f. Dies entspricht bei den Fällen e und f weit mehr als der Hälfte der mittleren Geschwindigkeit von ca. 1,3 m/s. Man kann das Gerinne im Fall e daher - obwohl der Parameter  $B_{Vor}/B_H < 1/2$  ist - nicht mehr als kompaktes Gerinne betrachten.

Diese Resultate spiegeln sich auch in den berechneten Abflüssen wieder. In den Fällen a und b bestehen keine großen Unterschiede zwischen der Behandlung als kompaktes bzw. gegliedertes Gerinne. Fall b könnte - obwohl der Parameter  $B_{Vor}/B_H$  etwas größer als 1/2 ist - noch als kompaktes Gerinne behandelt werden. In den Fällen c und d unterscheiden sich die Abflüsse bei der Behandlung als kompaktes bzw. gegliedertes Gerinne bereits um 3 bis 4  $m^3/s$ . In den Fällen e und f erhöhen sich die Differenzen auf 8 bis 9  $m^3/s$  und damit auf ca. 10% des Ergebnisses. In den Fällen c und d sowie e und f ist daher das Gerinne unabhängig vom Verhältnis  $B_{Vor}/B_H$  als gegliedertes Gerinne zu betrachten.

Tab. F4.1: Vergleich der mit Hilfe verschiedener Verfahren berechneten Abflüsse

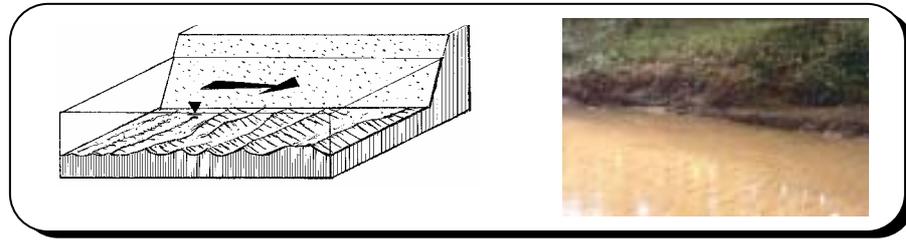
	Q komp. [ $m^3/s$ ]	Q (W&C) [ $m^3/s$ ]	Q (N&U) [ $m^3/s$ ]	$C_N$	Q (W&M) [ $m^3/s$ ]	$\Delta v$ [m/s]	$\tau$ [ $N/m^2$ ]
Fall a	89,97	88,76	90,12	0,900	88,67	0,442	1,74
Fall b	92,02	91,42	92,99	0,900	91,34	0,414	1,75
Fall c	78,17	81,62	81,91	0,885	81,49	0,508	2,12
Fall d	79,62	83,88	84,37	0,885	83,75	0,484	2,20
Fall e	76,95	85,27	83,42	0,859	84,95	0,714	3,48
Fall f	79,62	97,29	85,66	0,859	86,96	0,693	3,70

Erläuterung

- Q komp.: Gerinne kompakt
- Q (W&C): Gerinne gegliedert: Verfahren von WRIGHT und CARSTENS
- Q (N&U): Gerinne gegliedert: Verfahren von NICOLLET und UAN
- $C_N$ : Ähnlichkeitsparameter von NICOLLET und UAN
- Q (W&M): Gerinne gegliedert: Verfahren von WORMLEATON und MERRET
- $\Delta v$  [m/s]: Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den Gerinneteilen nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER
- $\tau$  [ $N/m^2$ ]: Scheinschubspannung zwischen den Gerinneteilen

Insgesamt wird deutlich, dass die Verteilung der Rauheiten entlang des benetzten Umfangs einen wesentlichen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse hat und bei der Auswahl des richtigen Berechnungsverfahrens für den Widerstand diese unbedingt zu berücksichtigen sind. Lediglich bei einer gleichmäßigen Rauheit über den gesamten benetzten Umfang kann die Ungleichung (4.1) zur Abgrenzung verwendet werden.

## Fall Nr. 5: "Gerinne mit Riffeln und Dünen"



### F5.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit Riffeln und Dünen

Einen Sonderfall homogener Oberflächenrauheit stellen Transportkörper an der Sohle dar. Transportkörper treten auf, wenn sich eine Sedimentsohle als Ganzes in Bewegung setzt. In der Natur treten Transportkörper hauptsächlich bei Sohlen aus Sandpartikeln auf. Sandsohlen stellen daher auch die am besten untersuchten und dokumentierten Fälle dar.

Die Schwierigkeit bei der Bestimmung des Widerstandes von beweglichen Sohlen mit Transportkörpern besteht darin, dass sich die Sohlenformen und mit ihnen der Widerstand der Sohle mit wechselnden Abflüssen und Strömungsverhältnissen ständig ändert. Abb. F5.1 zeigt die Klassifikation der verschiedenen Sohlenformen nach SIMONS/RICHARDSON (aus NAUDASCHER [1992]). Unterschieden wird außerdem zwischen drei Abflusszuständen. Bei kleinen Fließgeschwindigkeiten und Froude-Zahlen bilden sich vorwiegend Riffel, Dünen und Bänke aus. Man spricht in diesen Fällen vom *unteren Abflussregime*. Bei größeren Geschwindigkeiten und Froude-Zahlen - im sogenannten *Übergangsregime* - wird das Gewässerbett flach. Bei weiter steigenden Geschwindigkeiten und Froude-Zahlen, im *oberen Abflussregime*, bilden sich schließlich Anti-Dünen und Anti-Bänke aus.

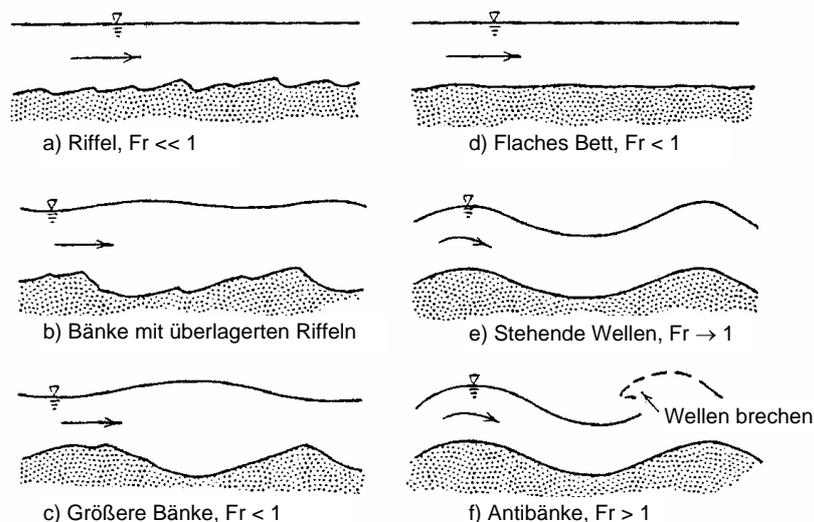


Abb. F5.1: Sohlenformen in alluvialen Gerinnen (aus NAUDASCHER [1992])

Die Unterscheidung der verschiedenen Abflussregime kann mit Hilfe eines von BROWNLIE [1983] entwickelten Verfahrens erfolgen, das in **Abschnitt F5.2** beschrieben wird. Im mitteleuropäischen Bereich können die Sohlenformen alluvialer Fließgewässer im Allgemeinen dem unteren Abflussregime zugeordnet werden (siehe MERTENS [1994]).

Als Folge des ständig wechselnden Abflusses und damit der Änderungen der Sohlenform im Lauf eines Jahres kann sich der Widerstand eines Flussbettes aus Sand in diesem Zeitraum um den Faktor 5 bis 10 ändern. Die Änderungen der Sohlenformen erlauben einerseits, dass eine Hochwasserwelle sehr viel schneller abgeführt werden kann als dies bei einer festen Sohle möglich wäre, indem das Bett flach wird und die Rauheit sich der Sandrauheit nähert. Andererseits nimmt die Rauheit des Bettes bei Niedrigwasser zu, wodurch der Wasserspiegel erhöht und beispielsweise die Schifffahrt auch in kritischen Zeiten ermöglicht wird. Die Änderungen der Sohlenformen wirken also dämpfend auf die großen Abflussänderungen. Die Widerstandsbestimmung von beweglichen Sohlen wird durch die ständig wechselnden Sohlenformen deutlich erschwert.

## F5.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines Gerinnes mit Riffeln und Dünen

Zur Bestimmung des Widerstandes eines Flussbettes mit Transportkörpern existieren verschiedene Ansätze unter anderem von YALIN (aus MERTENS [1989]), ALAM/KENNEDY [1969], KENNEDY/LOVERA [1969] und BROWNLIE [1983]). Bei der Mehrzahl der Verfahren wird der Gesamtwiderstand der Sohle in die beiden Anteile Oberflächenwiderstand infolge der Kornrauheit  $\lambda'$  und Strömungswiderstand infolge der Form der Transportkörper  $\lambda''$  aufgeteilt. Es gilt:

$$\lambda = \lambda' + \lambda'' \quad . \quad (5.1)$$

Die beiden Anteile werden getrennt bestimmt und anschließend addiert.

Einfache Verfahren berechnen sowohl den Flächenreibungswiderstand als auch den Formwiderstand über das logarithmische Gesetz (siehe **Fall 3**), wobei beim Formwiderstand die Rauheitshöhe gleich der Transportkörperhöhe angesetzt wird (siehe z.B. MERTENS [1989]).

### a) Verfahren von ALAM/KENNEDY/LOVERA [1969]

Eines der umfassendsten Verfahren zur Bestimmung des Widerstandsverhaltens von Sohlen mit Transportkörpern wurde von ALAM/KENNEDY [1969] und KENNEDY/LOVERA [1969] entwickelt. Es gilt für alle Abflussregime, beschränkt sich allerdings auf den Fall, dass Wasser über Sandsohlen fließt, da die Wasser-Sand-Kombination die am häufigsten angetroffene ist. Der Gesamtwiderstand  $\lambda$  der Flusssohle wird wie oben beschrieben in die beiden Anteile Oberflächenwiderstand infolge der Kornrauheit  $\lambda'$  und Strömungswiderstand infolge der Form der Transportkörper  $\lambda''$  aufgeteilt. Der Flächenwiderstand  $\lambda'$  des flachen Bettes mit Sedimenttransport kann mit Hilfe des in Abb. F5.2 abgebildeten Diagramms ermittelt werden. LOVERA und KENNEDY entwickelten dieses Bestimmungsdigramm 1969 auf der Basis von umfangreichen Feld- und Labordaten. Für  $\lambda'$  existiert eine funktionale Abhängigkeit der Form:

$$\lambda' = f \left( \frac{v_m \cdot R_s}{v} \quad \text{und} \quad \frac{R_s}{d_{50}} \right) \quad (5.2)$$

mit:  $d_{50}$  = Durchmesser bei 50 % Siebdurchgang  
 $R_s$  = auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius

Der Widerstand infolge der Oberflächenrauheit ist also bei beweglichen Sohlen analog den festen Sohlen (Moody-Diagramm) abhängig von der Reynoldszahl und dem Verhältnis  $R_s/d_{50}$ . Allerdings ist die Art der Abhängigkeit in diesen beiden Fällen verschieden. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass der Wert von  $\lambda'$  nie in den Bereich hydraulisch glatter Verhältnisse fällt.

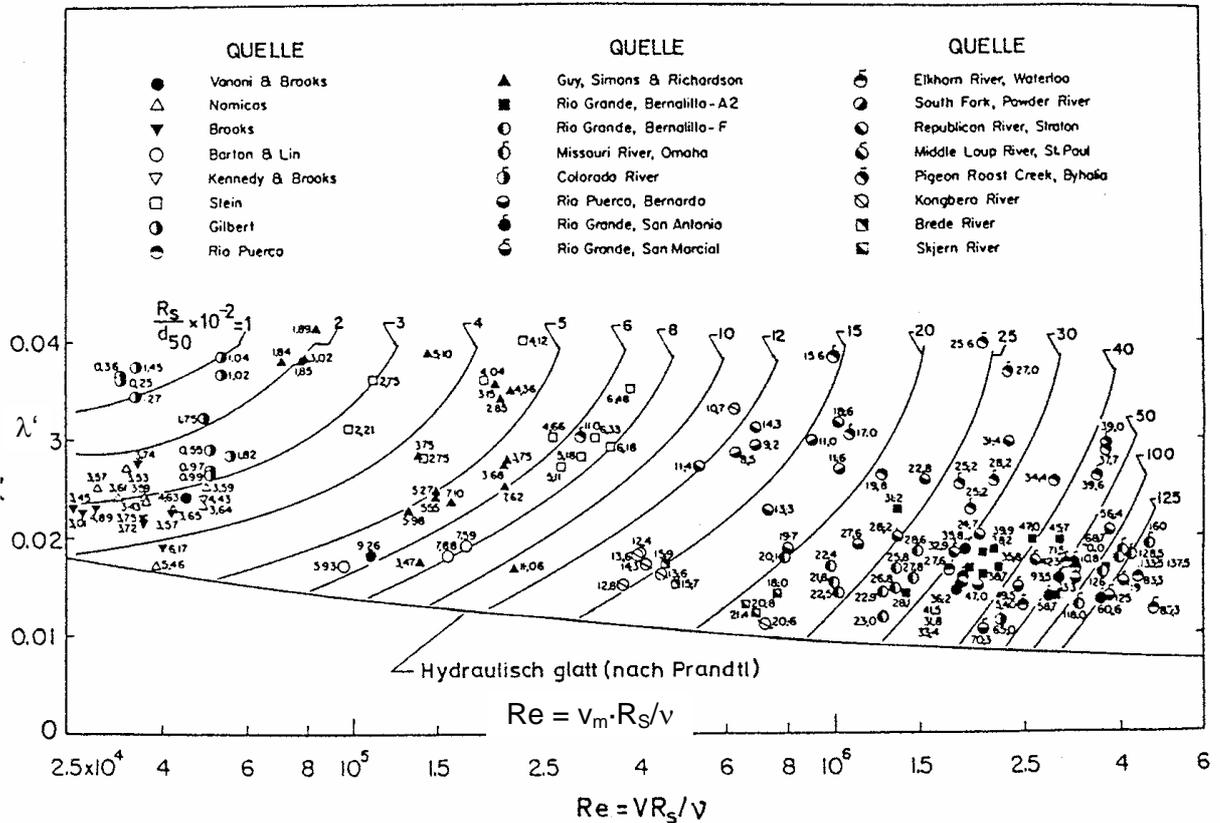


Abb. F5.2: Anteil der Oberflächen- oder Kornrauheit  $\lambda'$  am Widerstandsbeiwert einer geschiebeführenden Sohle (KENNEDY/LOVERA [1969])

Unter Berücksichtigung des Oberflächenwiderstandes  $\lambda'$  entwickelten ALAM/KENNEDY [1969] wiederum auf der Basis zahlreicher Natur- und Labordaten ein weiteres Bemessungsdiagramm für den Widerstand  $\lambda''$  infolge der Formrauheit der Transportkörper. Es ist in Abb. F5.3 dargestellt und beinhaltet Daten von Flüssen mit verschiedenen Sohlenformen. Für  $\lambda''$  ergab sich eine funktionale Abhängigkeit der Form:

$$\lambda'' = f\left(\frac{v_m}{\sqrt{g \cdot d_{50}}} \quad \text{und} \quad \frac{R_s}{d_{50}}\right) \tag{5.3}$$

Der Formwiderstand ist also abhängig von einer Froude-Zahl, die mit dem mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  gebildet wird sowie vom Verhältnis des mittleren Korndurchmessers zum hydraulischen Radius. Die Abhängigkeit von der üblichen Froude-Zahl  $Fr = v_m / (g \cdot R)^{1/2}$  ist in dieser Funktion enthalten, da sie sich aus dem Produkt der beiden Kennzahlen in Gl. (5.3) ergibt.

Die Anwendungsgrenzen der Diagramme Abb. F5.2 und Abb. F5.3 sind durch die folgenden Wertebereiche gegeben:

$$\frac{R_s}{d_{50}} \geq 100 \quad \text{und} \quad 5 \leq \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot d_{50}}} \leq 35 . \tag{5.4}$$

Unberücksichtigt bleiben in dem Ansatz von ALAM/KENNEDY/LOVERA unter anderem die Einflüsse der Temperatur und des Anteils an kohäsiven Materialien auf den Sedimenttransport, die Sohlenform und den Widerstand (siehe NAUDASCHER [1992]).

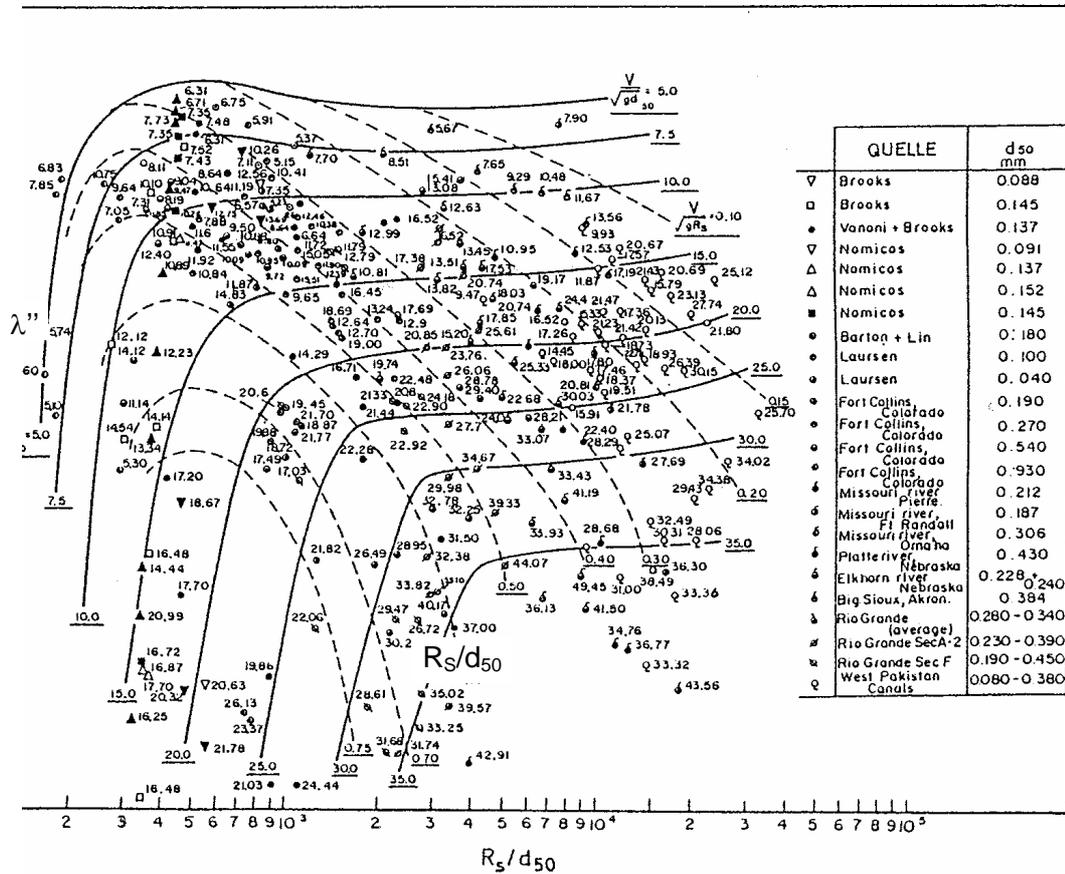


Abb. F5.3: Anteil der Formrauheit λ'' am Widerstandsbeiwert einer geschiebeführenden Sohle (ALAM/KENNEDY [1969]).

**b) Ansatz von YALIN**

Beim ausschließlich für Dünen gültigen Verfahren von YALIN (aus MERTENS [1989]) wird der Gesamtwiderstand der Sohle, wie bei der Mehrheit der Ansätze, in die beiden Anteile Oberflächenwiderstand λ' und Formwiderstand λ'' aufgeteilt. Für den Oberflächenwiderstand wird das logarithmische Widerstandsgesetz angesetzt (siehe Fall 3), für den Formwiderstand der Dünen λ'' wurde die folgende Rauheitsfunktion entwickelt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda''}} = 15,7 \cdot \frac{e^{(x/12,84)}}{x} \tag{5.5}$$

Gültigkeitsbereich:  $\frac{y}{d} > 100$  und  $Re^* = \frac{v_0^* \cdot d}{\nu} \geq 25$

Die Kenngröße x ist eine Funktion der mittleren Fließgeschwindigkeit v<sub>m</sub>. Mit der kritischen Geschwindigkeit v<sub>kr</sub> beim Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials gilt:

$$x = \left( \frac{v_m}{v_{kr}} \right)^2 - 1. \tag{5.6}$$

### c) Verfahren von BROWNLIE [1983]

BROWNLIE [1983] trennt im Unterschied zu den zuvor besprochenen Verfahren den Gesamtwiderstand der Sohle nicht in die Anteile Oberflächenwiderstand und Formwiderstand auf, sondern berechnet den Gesamtwiderstand der Sohle direkt. Die BROWNLIE-Gleichungen sind daher relativ einfach zu handhaben. Ein Nachteil gegenüber dem Verfahren von ALAM/KENNEDY/LOVERA [1969] liegt in der Tatsache begründet, dass zunächst das Abflussregime bestimmt werden muss, während bei den soeben genannten Autoren das Abflussregime nicht von Bedeutung ist. Aufgrund der ansonsten sehr viel einfacheren Handhabung und der guten Resultate ist das Verfahren von BROWNLIE [1983] zu empfehlen.

BROWNLIE [1983] entwickelte auf der Basis einer Dimensionsanalyse und der statistischen Auswertung zahlreicher Labor- und Felddaten ein Verfahren, das sowohl die Bestimmung des jeweils vorherrschenden Abflussregimes als auch die Bestimmung des hydraulischen Radius bzw. der Fließgeschwindigkeit im unteren bzw. oberen Abflussregime erlaubt.

Grundsätzlich gelten folgende Ungleichungen zur Abgrenzung zwischen oberem und unterem Abflussregime:

$$\begin{aligned} I_{S0} &\geq 6\text{‰} && \text{oberes Abflussregime} \\ I_{S0} &< 6\text{‰} && \text{unteres Abflussregime.} \end{aligned} \quad (5.7)$$

Unter Vernachlässigung viskoser Effekte kann die maximale Fließgeschwindigkeit des unteren Abflussregimes und die minimale Fließgeschwindigkeit des oberen Abflussregimes aus der Korngröße und der Sohlenneigung bestimmt werden.

max. Geschwindigkeit des unteren Abflussregimes

$$v_{m,\max} = 1,392 \cdot I_{S0}^{-1/3} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{50}} \quad (5.8a)$$

min. Geschwindigkeit des oberen Abflussregimes

$$v_{m,\min} = 2,175 \cdot I_{S0}^{-1/3} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{50}} \quad (5.8b)$$

mit 
$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

Sind Temperatureffekte wichtig, so können die entsprechenden Werte der mittleren Fließgeschwindigkeiten mittels eines Diagramms von BROWNLIE [1983] ermittelt werden. Hierauf soll an dieser Stelle jedoch nicht näher eingegangen werden, da Temperatureffekte im praktischen Einsatz im Allgemeinen vernachlässigbar sind.

Bei gegebenem Abflussregime kann die Fließtiefe für das obere Abflussregime nach Gl. (5.9a) ermittelt werden und für das untere nach Gl. (5.9b).

für das obere Abflussregime

$$\frac{R_S}{d_{50}} = 0,2836 \cdot \left( \frac{v_m \cdot R_S}{\sqrt{g} \cdot d_{50}^3} \right)^{0,6248} \cdot I_{S0}^{-0,2877} \cdot \sigma_g^{0,0801} \quad (5.9a)$$

für das untere Abflussregime

$$\frac{R_S}{d_{50}} = 0,3724 \cdot \left( \frac{v_m \cdot R_S}{\sqrt{g} \cdot d_{50}^3} \right)^{0,6539} \cdot I_{S0}^{-0,2542} \cdot \sigma_g^{0,105} \quad (5.9b)$$

mit:  $\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$  (Standardabweichung der Korngröße).

Durch Umformen der Gln. (5.9a) und (5.9b) erhält man die leichter zu handhabenden Gleichungen:

für das obere Abflussregime

$$Fr_S^* = 0,0348 \cdot Fr_g^{1,67} \cdot I_{S0}^{0,23} \cdot \sigma_g^{0,21} \cdot \rho'^{-0,17} \quad (5.10a)$$

für das untere Abflussregime

$$Fr_S^* = 0,0576 \cdot Fr_g^{1,9} \cdot I_{S0}^{0,27} \cdot \sigma_g^{0,3} \cdot \rho'^{-0,05} \quad (5.10b)$$

mit:  $Fr_S^* = \frac{R_S \cdot I_{S0}}{\rho' \cdot d_{50}}$

$$Fr_g = \frac{v_m}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{50}}}$$

$Fr_S^*$  ist hierbei eine weitere dimensionslose Kennzahl, in die der hydraulische Radius der Sohle  $R_S$ , die Sohlenneigung  $I_{S0}$  und die Parameter  $d_{50}$  sowie  $\rho'$  eingehen.  $Fr_g$  ist die Korn-Froude-Zahl.

Im Übergangsbereich zwischen dem unteren und dem oberen Abflussregime existiert keine explizite Formel zur Berechnung der Fließtiefe. Nach den Überlegungen von BROWNLIE bleibt die Fließtiefe nach dem Eintritt in den Übergangsbereich annähernd auf dem maximalen Wert des unteren Abflussregimes, bis mit steigender mittlerer Fließgeschwindigkeit das obere Abflussregime erreicht ist. Nimmt die mittlere Fließgeschwindigkeit ausgehend vom oberen Abflussregime wieder ab, so bleibt der minimale Wert der Fließtiefe im oberen Abflussregime erhalten, bis das untere Abflussregime erreicht ist. Ist unbekannt, ob die mittlere Fließgeschwindigkeit steigt oder sinkt, so kann der Wert der Fließtiefe mit dem Mittelwert zwischen den Grenzfließtiefen im unteren bzw. oberen Abflussregime angenähert werden.

In den vorangegangenen Ausführungen wurde generell der auf die Sohle bezogene hydraulische Radius  $R_S$  verwendet, da sich die oben beschriebene Bestimmung des Widerstandes allein auf die Sohle

des Gerinnes beschränkt. Im Allgemeinen muss der Widerstand der Gerinnewände getrennt berechnet und beim Gesamtwiderstand berücksichtigt werden (siehe **Fall 3** und **Fall 4**). Nur bei sehr breiten Gerinnen (**Fall 1**) kann an die Stelle von  $R_S$  die Wassertiefe  $y$  gesetzt werden.

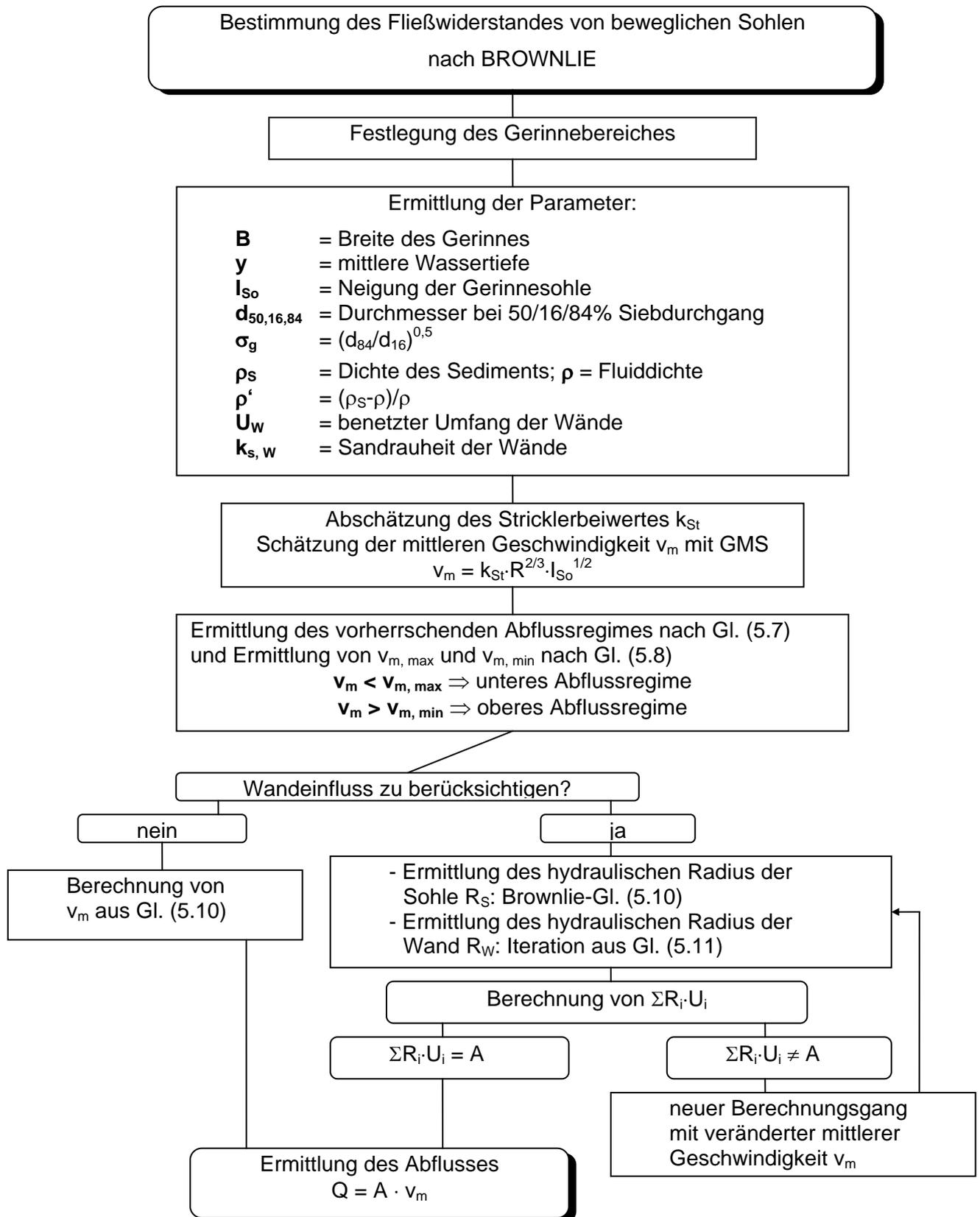
Der auf die Sohle bezogene hydraulische Radius  $R_S$  kann auf verschiedene Weisen berechnet werden (siehe **Fall 3**). Bei der physikalisch besser begründeten Vorgehensweise wird die Gesamtfläche in die Einflussflächen der verschiedenen Rauheiten aufgeteilt. Ausgehend von einer geschätzten mittleren Geschwindigkeit werden die hydraulischen Radien der Wände und der Sohle über die entsprechenden Ansätze (Wände: logarithmisches Gesetz; Sohle: Formel von BROWNLIE (Gl. 5.10) bzw. Diagramme von ALAM/KENNEDY/LOVERA Abb. F5.2 und Abb. F5.3) ermittelt. Aus den hydraulischen Radien wird die Gesamtfläche  $A$  mittels  $A = \sum R_i \cdot U_i$  berechnet und wenn die Gesamtfläche nicht der tatsächlichen Fläche entspricht, wird die mittlere Geschwindigkeit abgeändert und die Berechnungen der hydraulischen Radien nochmals wiederholt (siehe **Fall 3**). Die Berechnung des hydraulischen Radius der Wand über das logarithmische Widerstandsgesetz geht von folgender Gleichung aus:

$$\frac{v_m}{v_0} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R_w \cdot I_{S0}}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R_w}{k_s}\right) + 6,27. \quad (5.11)$$

Näheres hierzu kann bei **Fall 3** nachgelesen werden.



### F5.2.1 Berechnungsablauf





## F5.2.2 Berechnungsbeispiele

Um die beiden unterschiedenen Fälle mit bzw. ohne Wandeinfluss zu erläutern, wurden als Beispiele zwei Gerinne mit verschiedenen geometrischen Charakteristika ausgewählt.

### Beispiel 1:

Kleiner Fluss, Wandeinfluss nicht vernachlässigbar  
Sohle aus größerem Sand, Wände aus Waldboden

#### 1. Ermittlung der Parameter

$$\begin{array}{ll}
 B & = 5,8 \text{ m} \\
 y & = 0,65 \text{ m} \\
 I_{So} & = 0,0015 = 1,5 \text{ ‰}; \text{ Annahme: } I_E = I_{So} \\
 d_{50} & = 0,65 \text{ mm}; d_{16} = 0,4 \text{ mm}; d_{84} = 0,9 \text{ mm} \\
 \rho_s & = 2000 \text{ kg/m}^3 \text{ (nasser Sand); } \rho = 1000 \text{ kg/m}^3 \\
 \alpha & = 56^\circ
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 \Rightarrow \sigma_g = (0,9/0,4)^{0,5} = 1,5 \\
 \Rightarrow \rho' = (2000-1000)/1000 = 1,0 \\
 \Rightarrow U_W = 2 \cdot 0,65 \text{ m} / \sin 56^\circ = 1,57 \text{ m} \\
 \Rightarrow A = 4,05 \text{ m}^2 \\
 \Rightarrow k_{s,W} = 0,16 \text{ m}
 \end{array}$$

Waldboden an den Wänden

#### 2. Abschätzung der mittleren Geschwindigkeit

$$\begin{array}{ll}
 R = 4,05 \text{ m}^2 / 7,36 \text{ m} & = 0,55 \text{ m} \\
 \text{Abschätzung des Stricklerbeiwertes: } k_{St} & = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 v_m = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \cdot 0,55 \text{ m}^{2/3} \cdot 0,0015^{1/2} & = 0,73 \text{ m/s}
 \end{array}$$

#### 3. Ermittlung des vorherrschenden Abflussregimes

Berechnung der maximalen Fließgeschwindigkeit im unteren Abflussregime:

$$\begin{array}{l}
 v_{m,max} = 1,392 \cdot 0,0015^{-1/3} \cdot \sqrt{1,0 \cdot 9,81 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \\
 \Rightarrow v_{m,max} = 0,97 \text{ m/s} \\
 v_m < v_{m,max} \quad \Rightarrow \text{unteres Abflussregime}
 \end{array}$$

#### 4. Berechnung der hydraulischen Radien

Hydraulischer Radius der Wand  $R_W$  durch Iteration aus Gl. (5.11)

$$\frac{0,73 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 \cdot R_W \cdot 0,0015}} \stackrel{!}{=} 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R_W}{0,16 \text{ m}}\right) + 6,27 \Rightarrow R_W = 0,46 \text{ m}$$

Hydraulischer Radius der Sohle aus Gl. (5.10b)

$$\frac{R_S \cdot 0,0015}{1,0 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \stackrel{!}{=} 0,0576 \cdot \left( \frac{0,73 \text{ m/s}}{\sqrt{1,0 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}}} \right)^{1,9} \cdot 0,0015^{0,27} \cdot 1,5^{0,3}$$

$$\Rightarrow R_S = 0,32 \text{ m}$$

5. Überprüfung der Bedingung  $\Sigma R_i \cdot U_i = A$

$$2 \cdot 0,78 \text{ m} \cdot 0,46 \text{ m} + 5,8 \text{ m} \cdot 0,32 \text{ m} = 2,57 \text{ m}^2 < 4,05 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{neues } v_m = 0,9 \text{ m/s}$$

6. Berechnung der hydraulischen Radien

Hydraulischer Radius der Wand durch Iteration aus Gl. (5.11)

$$\frac{0,90 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 \cdot R_w \cdot 0,0015}} \stackrel{!}{=} 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R_w}{0,16 \text{ m}}\right) + 6,27 \Rightarrow R_w = 0,60 \text{ m}$$

Hydraulischer Radius der Sohle aus Gl. (5.10b)

$$\frac{R_s \cdot 0,0015}{1,0 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \stackrel{!}{=} 0,0576 \cdot \left( \frac{0,90 \text{ m/s}}{\sqrt{1,0 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}}} \right)^{1,9} \cdot 0,0015^{0,27} \cdot 1,5^{0,3}$$

$$\Rightarrow R_s = 0,49 \text{ m}$$

7. Überprüfung der Bedingung  $\Sigma R_i \cdot U_i = A$

$$2 \cdot 0,78 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} + 5,8 \text{ m} \cdot 0,49 \text{ m} = 3,78 \text{ m}^2 < 4,05 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{neues } v_m = 0,94 \text{ m/s}$$

8. Berechnung der hydraulischen Radien

Hydraulischer Radius der Wand durch Iteration aus Gl. (5.11)

$$\frac{0,94 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 \cdot R_w \cdot 0,0015}} \stackrel{!}{=} 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R_w}{0,16 \text{ m}}\right) + 6,27 \Rightarrow R_w = 0,64 \text{ m}$$

Hydraulischer Radius der Sohle aus Glg. (5.10b)

$$\frac{R_s \cdot 0,0015}{1,0 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \stackrel{!}{=} 0,0576 \cdot \left( \frac{0,94 \text{ m/s}}{\sqrt{1,0 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}}} \right)^{1,9} \cdot 0,0015^{0,27} \cdot 1,5^{0,3}$$

$$\Rightarrow R_s = 0,53 \text{ m}$$

9. Überprüfung der Bedingung  $\Sigma (R_i \cdot U_i) = A$

$$2 \cdot 0,78 \text{ m} \cdot 0,64 \text{ m} + 5,8 \text{ m} \cdot 0,53 \text{ m} = 4,05 \text{ m}^2 = 4,05 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow v_m = 0,94 \text{ m/s}$$

10. Ermittlung des Abflusses

$$Q = A \cdot v_m = 4,05 \text{ m}^2 \cdot 0,94 \text{ m/s} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

## Beispiel 2

Sehr breiter Fluss, Wandeinfluss ist vernachlässigbar  
Feiner Sand auf der Sohle

### 1. Ermittlung der Parameter

$$\begin{array}{llll}
 B & = 300 \text{ m} & & \\
 y & = 2,0 \text{ m} & \Rightarrow A & = 600 \text{ m}^2 \\
 I_{S0} & = 0,0002 = 0,2 \text{ ‰}; \text{ Annahme: } I_E = I_{S0} & & \\
 d_{50} & = 0,19 \text{ mm}; d_{16} = 0,1 \text{ mm}; d_{84} = 0,4 \text{ mm} & \Rightarrow \sigma_g & = (0,4/0,1)^{0,5} = 2 \\
 \rho_s & = 2000 \text{ kg/m}^3 \text{ (nasser Sand)}; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3 & \Rightarrow \rho' & = (2000-1000)/1000 = 1,0
 \end{array}$$

### 2. Abschätzung der mittleren Geschwindigkeit

$$\begin{array}{ll}
 R = y & = 2,0 \text{ m} \\
 \text{Abschätzung des Stricklerbeiwertes: } k_{St} & = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\
 v_m = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \cdot 2 \text{ m}^{2/3} \cdot 0,0002^{1/2} & = 0,90 \text{ m/s}
 \end{array}$$

### 3. Ermittlung des vorherrschenden Abflussregimes

Berechnung der maximalen Fließgeschwindigkeit im unteren Abflussregime:

$$\begin{array}{ll}
 v_{m,max} = 1,392 \cdot 0,0002^{-1/3} \cdot \sqrt{1,0 \cdot 9,81 \cdot 0,19 \cdot 10^{-3} \text{ m}} & \\
 \Rightarrow v_{m,max} = 1,03 \text{ m/s} & \\
 v_m < v_{m,max} & \Rightarrow \text{unteres Abflussregime}
 \end{array}$$

### 4. Berechnung der tatsächlichen Geschwindigkeit

Der hydraulische Radius bleibt fest, da kein Wandeinfluss zu berücksichtigen ist.

Mittlere Fließgeschwindigkeit aus Gl. (5.10b)

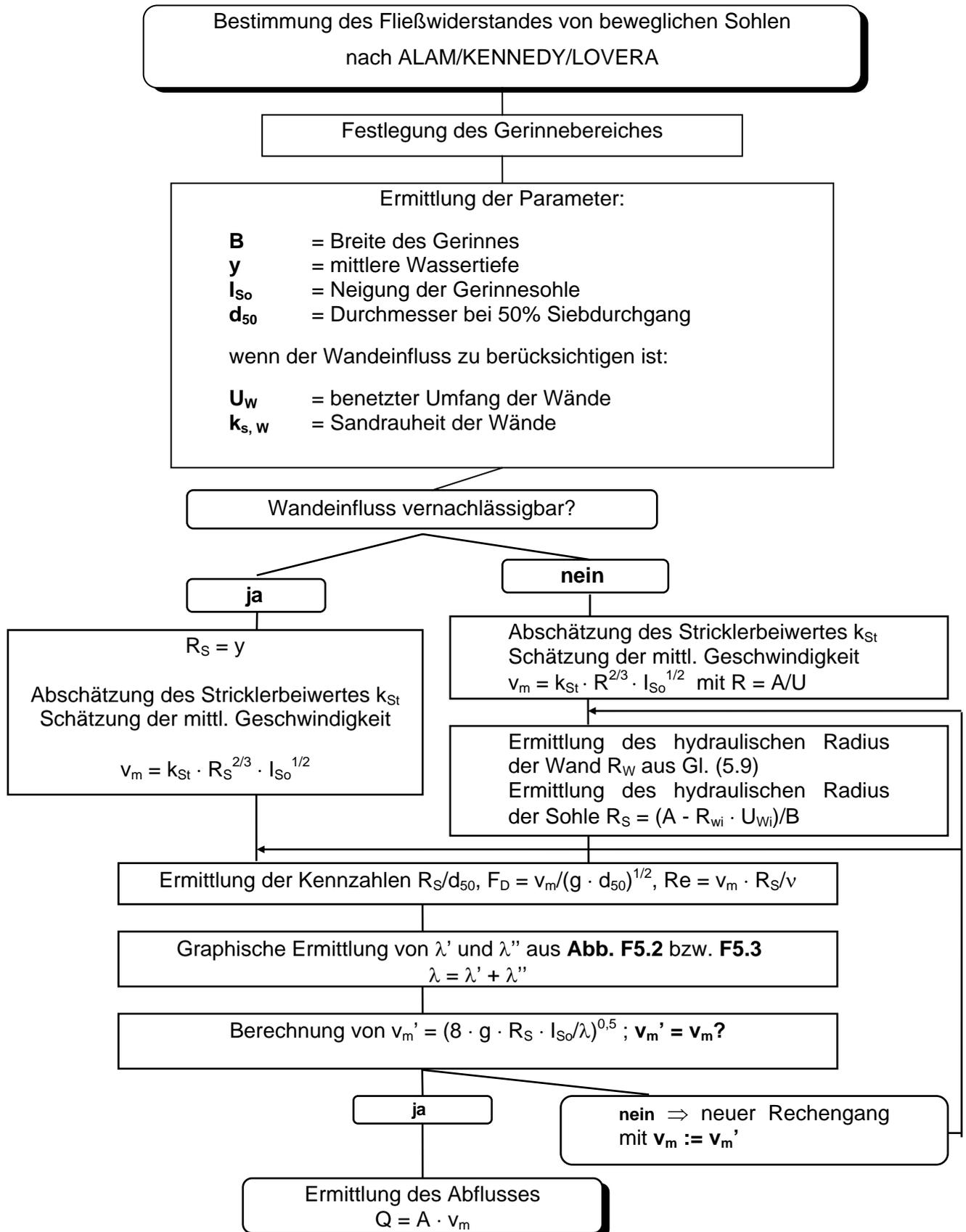
$$\begin{array}{ll}
 \frac{2 \cdot 0,0002}{1,0 \cdot 0,19 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 0,0576 \cdot \left( \frac{v_m}{\sqrt{1,0 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,19 \cdot 10^{-3} \text{ m}}} \right)^{1,9} \cdot 0,0002^{0,27} \cdot 2^{0,3} & \\
 \Rightarrow v_m = 0,86 \text{ m/s} &
 \end{array}$$

### 5. Ermittlung des Abflusses

$$Q = A \cdot v_m = 600 \text{ m}^2 \cdot 0,86 \text{ m/s} = 516 \text{ m}^3/\text{s}$$

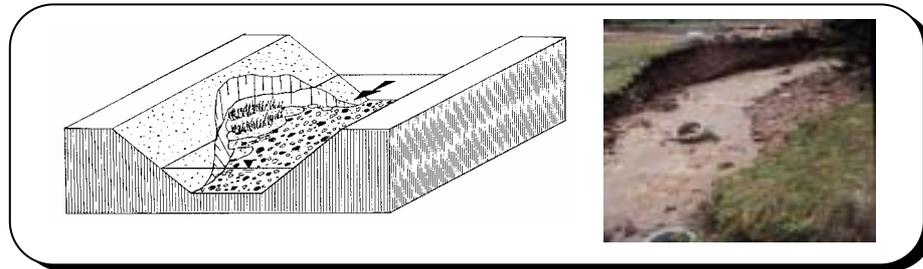


F5.2.3 Berechnungsablauf





## Fall Nr. 6: "Gerinne mit Uferabbrüchen sowie kleineren Auflandungs- und Erosionszonen"



### F6.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit Uferabbrüchen sowie kleineren Auflandungs- und Erosionszonen

Gerinne mit Uferabbrüchen sowie kleineren Auflandungs- und Erosionszonen zeichnen sich durch Unregelmäßigkeiten im Querschnitt und in der Flusssohle längs des Fließweges aus. Damit verbunden ist häufig eine inhomogene Verteilung der Rauheiten entlang der Böschungen, aber auch entlang der Sohle.

### F6.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines Gerinnes mit Uferabbrüchen

Ihrem Wesen nach können solche lokalen Effekte wie Uferabbrüche und kleinere Auflandungs- und Erosionszonen, die zu starken Inhomogenitäten in der Oberflächenrauheit führen, nicht berechnet werden, sondern sind empirisch zu berücksichtigen. GARBRECHT [1961] schlägt deshalb vor, einen empirischen Korrekturfaktor  $\alpha_1$  in die Berechnungsformeln für die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  einzuführen, so dass gilt:

$$k_{St} = \frac{v_m}{\alpha_1 \cdot R^{2/3} \cdot I_E^{1/2}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{v_m}{\alpha_1 \sqrt{8 \cdot g \cdot R \cdot I_E}} \quad (6.1)$$

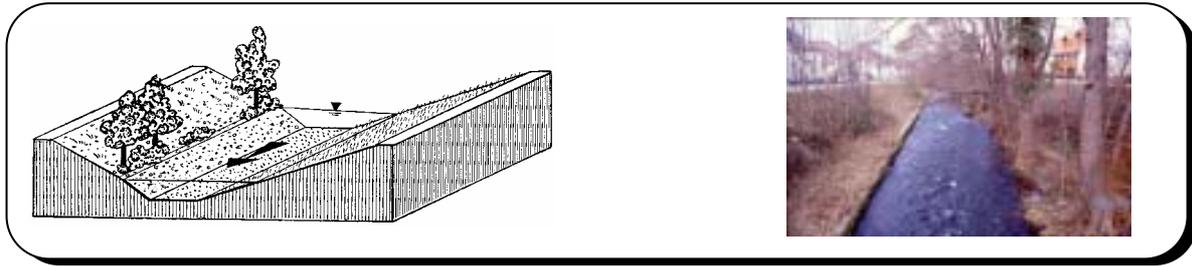
Die Angaben von GARBRECHT beziehen sich jedoch auf künstliche Gerinne (vor allem Kanäle). Ihre Verwendung für naturnahe Gewässer stellt damit nur eine sehr grobe Näherung dar. Dennoch werden in Tab. F6.1 einige der von GARBRECHT bestimmten Werte aufgeführt, um einen Eindruck von der Größenordnung des Korrekturfaktors  $\alpha_1$  zu vermitteln.

Im Leitfaden „Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 1: Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren“ sind aus Eichmessungen gewonnene Anhaltswerte zur Bestimmung der Fließwiderstände von Uferabbrüchen in natürlichen Gewässern aufgeführt.

$\alpha_1$	Zustand des Gerinnes
1,00	Rohrwandungen, entsprechen regelmäßigen Gerinnen
0,96	Versuchsgerinne, Betonkanäle
0,72	Gebaggerte Kanäle mit unregelmäßigen Querschnitten
0,60	Kanäle mit Ablagerungen und teilweise eingerutschten Böschungen
0,56	Theoretisches Profil nur annähernd vorhanden, starke Unregelmäßigkeiten

Tab. F6.1: Korrekturfaktor  $\alpha_1$  zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeiten in Gerinnen (GARBRECHT [1961])

## Fall Nr. 7: "Gewässer mit Böschungsbewuchs"



### F7.1 Charakteristiken eines Gewässers mit bewachsener Böschung

Dieser Gewässertyp basiert auf der Vorstellung, dass die Böschungen entlang des Mittelwasserbettes mit Bäumen und/oder Büschen bewachsen sind. Hierbei wird unterschieden zwischen örtlichem und weit ausgedehntem Bewuchs. Durch örtlichen Bewuchs kann sich in dem betreffenden Gewässerabschnitt kein Normalabfluss einstellen, so dass der Bewuchs einen Formwiderstand darstellt (siehe **Fall 10**). Der weit ausgedehnte Bewuchs hingegen, der in dem vorliegenden Fall behandelt wird, erstreckt sich über eine solche Strecke, dass sich annähernd Normalabfluss einstellt und die Vegetation als inhomogene Oberflächenrauheit betrachtet werden kann.

Durch einen intensiven makroturbulenten Massen- und Impulsaustausch zwischen dem bewuchsfreien Mittelquerschnitt und den bewachsenen Uferzonen kann die Abflussleistung des Gewässers erheblich vermindert werden (MERTENS [1989] u. [1994]; DVWK [1991]). Abb. F7.1 verdeutlicht anhand der Änderungen in den Geschwindigkeiten und den Durchflüssen die Unterschiede zwischen bewachsenen und unbewachsenen Querschnitten. Die Bilder resultieren aus Untersuchungen von FELKEL [1960], der Messungen in mit einjährigen Weiden bestandenen Querschnitten und in gehölzfreien Querschnitten durchgeführt hatte.

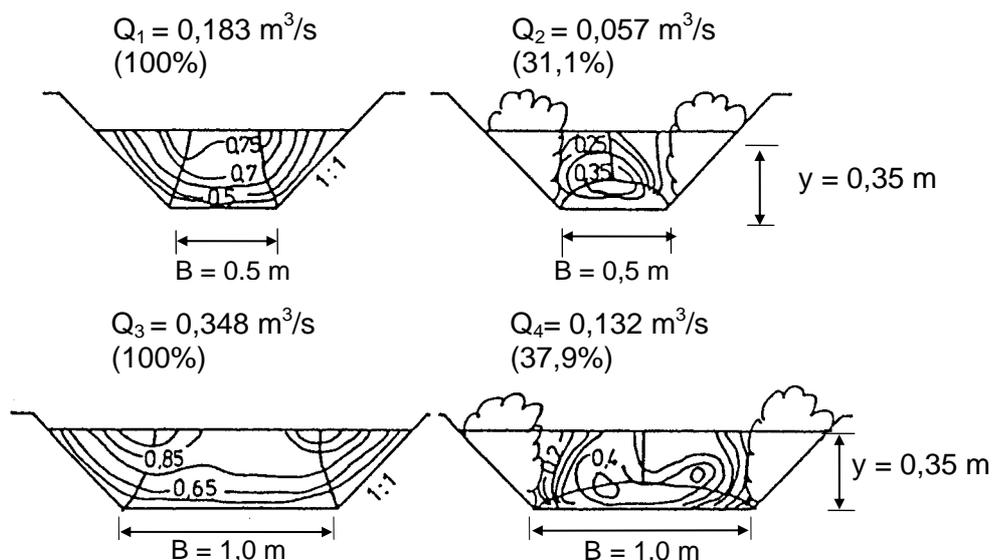


Abb. F7.1: Gegenüberstellung der Geschwindigkeitsverteilungen (Isotachen) und des Durchflusses in Querschnitten mit und ohne Bewuchs (aus: FELKEL [1960]; modifiziert nach RICKERT [1988])





$$k_T = c \cdot B_{II,m} + k_{T0} \quad (7.4)$$

mit:  $c$  = Beiwert (abhängig vom Bewuchs)  
 $B_{II,m}$  = Interaktionsbreite (siehe Abb. F7.2)  
 $k_{T0}$  = Grundrauheit

Das fiktive Rauheitsmaß  $k_T$  beinhaltet zufolge Gl. (7.4) sowohl den durch die Rauheit des Bewuchses bewirkten Reibungseinfluss (ausgedrückt durch  $k_{T0}$ ) als auch die durch die Makrowirbel bedingten Rauheitseinflüsse (gegeben durch das Produkt  $c \cdot B_{II,m}$ ). Das Rauheitsmaß  $k_T$  wird somit neben der Bewuchsrauheit im Wesentlichen durch die Interaktionsbreite  $B_{II,m}$  bestimmt; wobei  $B_{II,m}$  eine Funktion der Anordnung und Dichte des Bewuchses sowie der Gewässergeometrie ( $A_{II,l}$ ;  $A_{II,r}$  und  $A_H$ ) ist. Nach Gl. (7.4) nimmt  $k_T$  linear mit der mittleren Breite  $B_{II,m}$  des makroturbulenten Bereiches II zu.

Für die Grundrauheit  $k_{T0}$  kann näherungsweise folgender Ansatz gemacht werden:

$$k_{T0} \cong 1,3 \cdot d_{Pf} \quad (7.5)$$

mit:  $d_{Pf}$  = mittlerer Durchmesser der Bewuchselemente

Der Beiwert  $c$  ergibt sich nach MERTENS [1994] zu:

$$c = 1,0 - 0,25 \cdot 10^{-3} \cdot B_* + 0,05 \cdot (10^{-3} \cdot B_*)^{1,5} \quad (7.6a)$$

wobei der Bewuchsparameter  $B_*$  nach BERTRAM [1985] wie folgt definiert ist:

$$B_* = \left( \frac{a_x}{d_{Pf}} - 1 \right)^2 \cdot \left( \frac{a_y}{d_{Pf}} \right) \quad (7.6b)$$

Die Gleichungen (7.5) und (7.6a) gelten nur für symetrische Profile.

Um den Bewuchsparameter  $B_*$  bestimmen zu können, wird zwischen drei unterschiedlichen Bewuchsstrukturen unterschieden. Bei **einzelstehenden Bewuchsbeständen**, die nur aus Bäumen oder Sträuchern bestehen, ist die Struktur der einzelnen Pflanzenelemente maßgebend. Das heißt, es sind die mittleren Baum- oder Strauchdurchmesser  $d_{Pf}$  und deren mittlere Abstände sowohl in Fließrichtung ( $a_x$ ) als auch quer zur Fließrichtung ( $a_y$ ) zu bestimmen. Bei **geschlossenen Sträucher- und/oder Baumgruppen** empfiehlt es sich, den Bewuchs als Gesamtheit zu betrachten. Unter der Annahme, dass die Baum- und/oder Strauchgruppen als durchlässige Elemente angesehen werden können, werden der mittlere Gesamtdurchmesser  $d_{Pf}$  und die mittleren Abstände  $a_x$ ,  $a_y$  der einzelnen Gruppen ermittelt. **Einreihige Bewuchsstreifen** müssen gesondert betrachtet werden. Hierbei wird für den Abstand der Bewuchselemente quer zur Fließrichtung  $a_y = 10 \cdot d_{Pf}$  angesetzt.

Um die Interaktionsbreite  $B_{II,m}$  in Gl. (7.4) bestimmen zu können, müssen u.a. die durch die einzelnen Bewuchsgruppen hervorgerufenen Einflussbreiten im Hauptgerinne  $B_{III,l}$  und  $B_{III,r}$  abgeschätzt werden. Liegt ein annähernd symmetrisches Gewässer hinsichtlich des Bewuchses bzw. der Geometrie vor, dann gilt:

$$B_{III,r} \cong B_{III,l} = \frac{B_H}{2}.$$

Da dieses in der Natur selten der Fall ist, müssen zur Bestimmung der Widerstandsbeiwerte  $\lambda_{T,l}$  und  $\lambda_{T,r}$  die Größen  $B_{III,l}$  und  $B_{III,r}$  bis zu folgendem Endkriterium iteriert werden (DVWK [1991]):

$$\frac{B_{III,l}'}{\text{geschätzt } B_{III,l}} \cong 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{B_{III,r}'}{\text{geschätzt } B_{III,r}} \cong 1 \quad . \quad (7.7a)$$

Zur Durchführung dieser Iteration sind folgende Arbeitsschritte erforderlich:

- Abschätzung von  $B_{III,l}$
- Berechnung von  $B_{III,r} = B_H - B_{III,l}$  (7.7b)
- Bestimmung der Breite des Interaktionsbereiches  $B_{II,max}$  in Abhängigkeit vom Bewuchsparameter  $B^*$ :

$$B_{II,max} = B_{III} \quad \text{für } 16 \leq B^* \leq 6\,000 \quad (7.7c)$$

$$B_{II,max} = 0,25 \cdot B^{0,5} \cdot B_{III} \quad \text{für } B^* < 16 \quad (7.7d)$$

- Berechnung der für die Interaktion maßgebenden Fläche des Bewuchses, die sich über  $B_{II}$  oder - bei relativ breiten Bewuchsbreiten - über  $B_{II,max}$  erstreckt (Abb.F7.2):

$$A_{II} = f(\text{Profilgeometrie; } B_{II,max})$$

- Mit der Fläche  $A_{II}$  und der Höhe  $y_T$  der fiktiven Trennfläche kann  $B_{II,m}$  bestimmt werden. Es gilt:

$$B_{II,m} = \frac{A_{II}}{y_T} \quad (7.7e)$$

- In einem neueren Artikel empfiehlt MERTENS [1994], für die Interaktionsbreite  $B_{II,m}$  folgenden vereinfachenden Ansatz zu verwenden:

$$B_{II,m} \cong \frac{B_{II,max}}{2} \quad (7.7f)$$

Die Gleichung (7.7f) gilt nur für symmetrische Profile.

- Mit den auf diese Weise ermittelten Werten für  $B_{II,m}$ ,  $d_{Pf}$  und  $c$  erhält man aus Gl. (7.4) eine erste Abschätzung für die Rauheitsmaße  $k_{T,l}$  und  $k_{T,r}$  der linken und rechten Trennfläche.

- Die Bestimmung der Widerstandsbeiwerte  $\lambda_{T,l}$  und  $\lambda_{T,r}$  mittels der Trennflächenrauheiten  $k_{T,l}$  und  $k_{T,r}$  kann wieder auf der Grundlage des universellen Widerstandsgesetzes erfolgen. Hierzu wird in Gl. (7.1) der hydraulische Radius  $R_T$  durch die Breite  $B_{III,l}$  bzw.  $B_{III,r}$  ersetzt, so dass gilt:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_T}} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot B_{III} \cdot I_{So}}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{B_{III}}{k_T} \right) + 6,27 \quad (7.7g)$$

- Die nach Gl. (7.7g) berechneten Widerstandsbeiwerte  $\lambda_{T,l}$  und  $\lambda_{T,r}$  müssen aufeinander abgestimmt werden. Dieses gelingt mit folgenden Beziehungen:

$$B_{III,l}' = B_H \cdot \frac{\lambda_{T,r}}{\lambda_{T,l} + \lambda_{T,r}} \quad \text{bzw.} \quad B_{III,r}' = B_H \cdot \frac{\lambda_{T,l}}{\lambda_{T,r} + \lambda_{T,l}} \quad (7.7h)$$

Erfüllen nach durchgeführter Iteration die Breiten  $B_{III,l}'$  und  $B_{III,r}'$  die Bedingungen der Gl. (7.7a), liegen die Trennflächenrauheiten am linken und rechten Bewuchsrand fest. Hiermit ist die Iteration abgeschlossen

und der **Abfluss im Hauptgerinne  $Q_H$**  kann jetzt unter Berücksichtigung des Bewuchses (mittels der  $k_T$ -Werte) und der Gewässergeometrie auf der Grundlage der in **Fall 3** bereitgestellten Ansätze "kompakter Gewässer mit unterschiedlichen Rauheiten auf Böschungen und Sohle" berechnet werden.

### b) Abflussberechnung im bewachsenen Teilquerschnitt

In Teilquerschnitten mit durchströmtem Bewuchs setzt sich der Gesamtwiderstand aus dem Reibungswiderstand  $\lambda_S$  an der Sohle und dem Formwiderstand  $\lambda_{Pf}$  der durchströmten Vegetation zusammen (MERTENS [1996]). Nach EINSTEIN und BANKS [1950] kann der Formwiderstand der einzelnen Pflanzelemente

$$F_{Pf}' = c_W \cdot \rho \cdot g \cdot A_{Pf}' \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g}$$

auf die Grundfläche bezogen und mit dem Reibungswiderstand überlagert werden, so dass für den Gesamtwiderstandsbeiwert  $\lambda$  des durchströmten Bewuchses bzw. für die Teilflächen des durchströmten Querschnittes gilt:

$$\lambda = \lambda_S + \lambda_{Pf} \quad \text{bzw.} \quad A = A_S + A_{Pf} \quad (7.8)$$

mit:  $A_S$  = Sohlenfläche im bewachsenen Querschnitt  
 $A_{Pf}$  = angeströmte Fläche des *gesamten* Bewuchses

Der Widerstandsbeiwert  $\lambda_{Pf}$  des Bewuchses kann mit der von PETRYK und BOSMAJIAN [1975] sowie LINDNER [1982] entwickelten Gleichung berechnet werden. Danach gilt:

$$\lambda_{Pf} = 4 \cdot C_{WR} \cdot \frac{A_{Pf}' \cdot \cos \alpha}{a_x \cdot a_y} \quad (7.9)$$

mit:  $A_{Pf}'$  =  $d_{Pf} \cdot y_{Pf}$  = angeströmte Fläche eines Bewuchselementes  
 $\alpha$  = Böschungswinkel  
 $C_{WR}$  = Formwiderstand einer Pflanze; er variiert zwischen 0,6 und 2,4;  
 der DVWK [1991] empfiehlt einen Wert von  $C_{WR} \cong 1,5$

Mit der geschätzten mittleren Geschwindigkeit  $v_m$  im bewachsenen Teilquerschnitt kann nach Angabe der oben genannten Autoren der hydraulische Radius  $R_{Pf}$  der pflanzenbezogenen Einflussfläche wie folgt berechnet werden:

$$R_{Pf} = \lambda_{Pf} \cdot \frac{v_m^2}{8 \cdot g \cdot I_{S0}} \quad (7.10)$$

Mit dem hydraulischen Radius  $R_{Pf}$  und dem benetzten Umfang  $U$  des Teilquerschnittes mit Bewuchs (feste Wandung, ohne Höhe der Trennfläche) ergibt sich für die angeströmte Fläche des gesamten Bewuchses:

$$A_{Pf} = U \cdot R_{Pf}.$$

Der Reibungswiderstand der Sohle  $\lambda_S$  bzw. der hydraulische Radius  $R_S$  der Sohle kann analog Gl. (7.1) aus Gl. (7.11) ermittelt werden. Für  $v_m$  wird hierfür der obige Schätzwert zur Bestimmung der pflanzenbezogenen Teilfläche verwendet.

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_S}} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R_S \cdot I_{So}}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_S}{k_{s,S}} \right) + 6,27 \quad (7.11)$$

Für die auf die Sohle bezogene Teilfläche  $A_S$  kann folgender Ansatz gemacht werden:

$$A_S = U \cdot R_S.$$

Die beiden Teilflächen  $A_{Pf}$  und  $A_S$  müssen zusammen der Gesamtfläche  $A$  bzw. die beiden Teilwiderstände  $\lambda_{Pf}$  und  $\lambda_S$  müssen dem Gesamtwiderstandsbeiwert  $\lambda$  des durchströmten Teilquerschnitts entsprechen (siehe Gl. 7.8). Andernfalls muss mit einer neuen geschätzten Geschwindigkeit  $v_m$  gerechnet werden.

Ist die Bedingung in Gl. (7.8) erfüllt, kann der **Abfluss im durchströmten Bewuchs** berechnet werden. Es gilt:  $Q_B = A \cdot v_m$ . Zur Vereinfachung dieser Rechnung wird auf die relativ geringe, beschleunigende Wirkung der Makroturbulenz innerhalb des Bewuchses verzichtet. Der damit verbundene Fehler ist im Hinblick auf die zahlreichen anderen getroffenen Annahmen vermutlich gering (DVWK [1991]).

Die in diesem Fall bereitgestellten Berechnungsformeln wurden im folgenden Berechnungsbeispiel auf einen konkreten Fall (Gewässerabschnitt an der "Murr") (siehe auch WINZEN [1996] und DITTRICH [1998]) angewendet. Dieser Berechnungsfall hat ergeben, dass das Verfahren von MERTENS (Gln. 7.4 bis 7.11) bei vorgegebener Wassertiefe sowohl für das mit Bewuchs berandete Hauptgerinne als auch für die Bereiche mit durchströmtem Bewuchs Abflusswerte liefert, die 25% bis 30% unterhalb des gemessenen Abflusses liegen.

Dieses liegt vermutlich darin begründet, dass die diesem Konzept zugrundeliegenden Gleichungen zwar wohl fundiert sind, aber empirische Größen enthalten, die nur unter Laborbedingungen ermittelt wurden. Hieraus folgt, wie auch andere Autoren (siehe z.B. BRANDT ET AL. [1993]) betonen, dass das Berechnungsverfahren von MERTENS durch Naturmessungen verifiziert werden muss. Auch ist der im DVWK MERKBLATT 220 [1991] angegebene Algorithmus zur Bestimmung der Trennflächenrauheiten sehr aufwändig und stellenweise nur schwer nachvollziehbar und sollte deshalb durch einen praxisrelevanten Ansatz ersetzt werden.

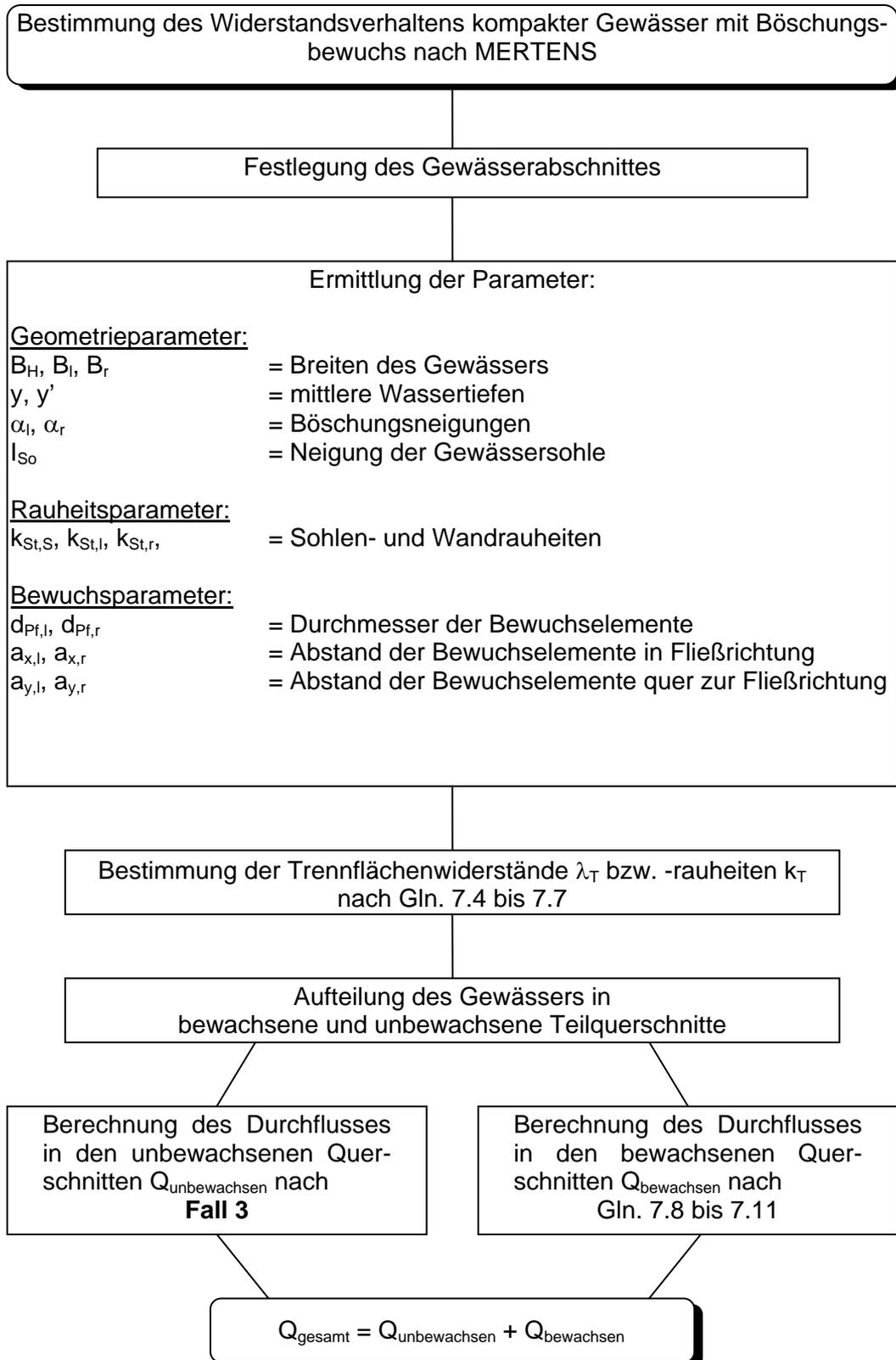
Zum jetzigen Zeitpunkt kann dem häufig von MERTENS [1994] angeführten Vorteil des Verfahrens, dass wesentliche Teilwiderstände der naturnahen Fließgewässer mit messbaren geometrischen Größen berechnet werden können, nur bedingt zugestimmt werden. Vielmehr sei auf die Anmerkung von SCHRÖDER (aus: BRANDT [1994]) hingewiesen, dass die mit Buschbewuchssimulation erhaltenen Messergebnisse mit dem vom DVWK empfohlenen Verfahren in ihrer vorliegenden Form teilweise nur unvollkommen oder gar nicht in Einklang zu bringen sind.

Letztere Aussage soll durch die detaillierten Untersuchungen von SCHUMACHER [1995], der u.a. anhand mehrerer neuerer Versuchsdaten von WALLINGFORD die Verfahren von MERTENS und PASCHE analysiert hatte, spezifiziert werden. SCHUMACHER stellt zusammenfassend fest, „dass die komplexen Strömungsverhältnisse in einem naturnah gestalteten Fließgewässer nicht mit einer einfachen, den Anforderungen an eine Handrechnung bei gleichzeitig breitem Anwendungsbereich gerecht werdenden Beziehung beschrieben werden können.“

Mit dem Berechnungsverfahren von PASCHE steht vielmehr ein rechenintensives, damit aber auch die tatsächlichen physikalischen Verhältnisse erfassendes Berechnungsverfahren zur Verfügung, von dem die Auswertung der großmaßstäblichen SERC-FCF-Modellversuche gezeigt hat, dass damit auch bei einer Übertragung auf Naturverhältnisse der in gegliederten Gerinnen Durchfluss bestimmende Interaktionswiderstand zutreffend berechnet werden kann. Dagegen ist das Verfahren von MERTENS nicht auf andere, als die bei der Ableitung berücksichtigten Gerinnekonfigurationen zu übertragen. Aufgrund der rein empirisch bestimmten Zusammenhänge ergeben sich für die nach MERTENS berechneten Trennflächenwiderstandsbeiwerte der SERC-FCF-Versuche größere Abweichungen, da z.B. die für diese Versuche festgestellte Abhängigkeit von der Fließtiefe nicht berücksichtigt wird.“

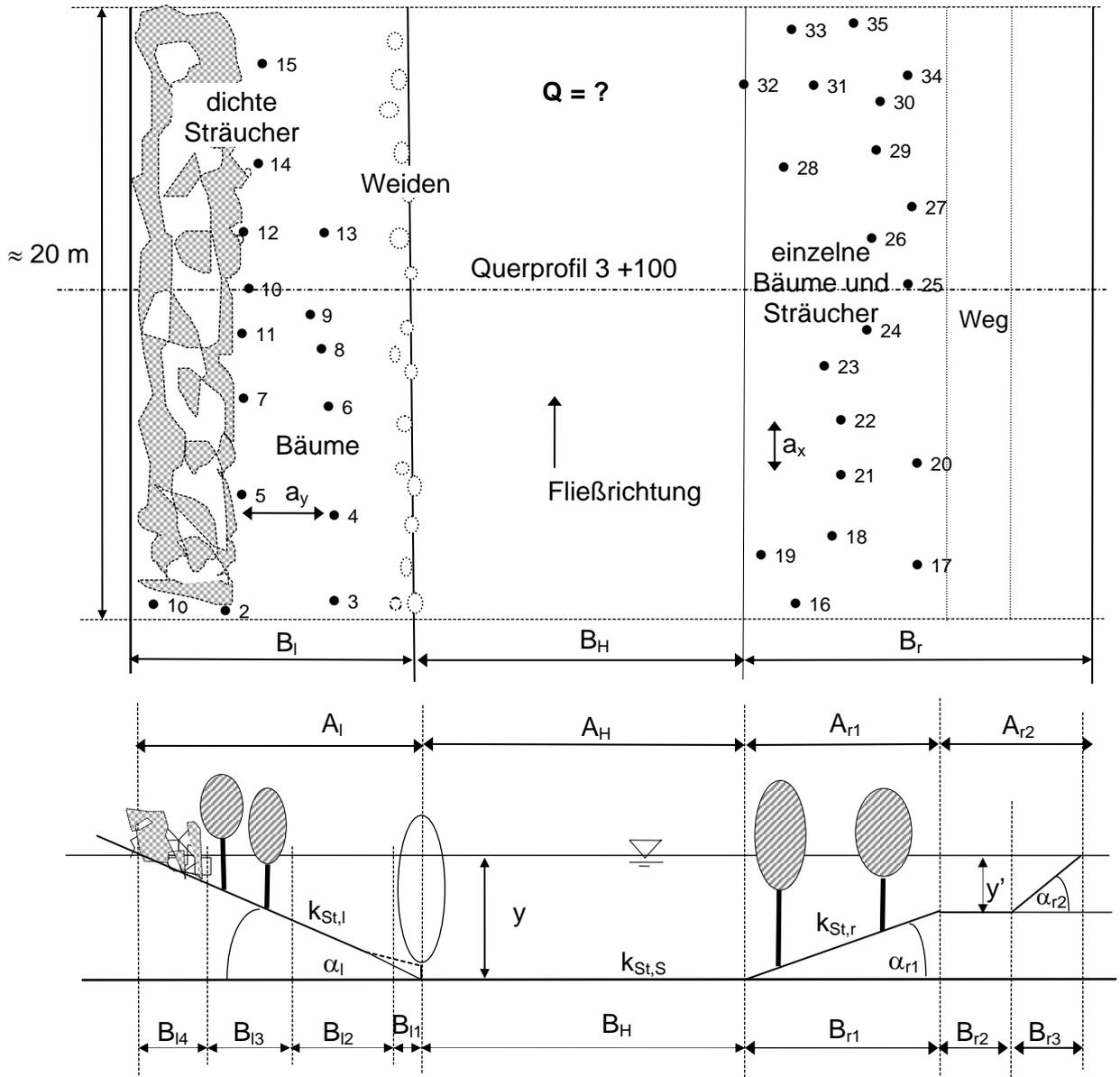
## F7.2.1

## Berechnungsablauf





F7.2.2 Berechnungsbeispiel



Angaben:

$I_{S0} = 0,83 \text{ ‰}$	$y = 4,90 \text{ m}$	$y' = 2,20 \text{ m}$	
$B_1 = 9,0 \text{ m}$	$B_H = 14,0 \text{ m}$	$B_r = 12,4 \text{ m}$	
$B_{11} = 0,5 \text{ m}$	$B_{12} = 4,2 \text{ m}$	$B_{13} = 1,8 \text{ m}$	$B_{14} = 2,5 \text{ m}$
$B_{r1} = 5,0 \text{ m}$	$B_{r2} = 3,5 \text{ m}$	$B_{r3} = 3,9 \text{ m}$	
$\alpha_l = 28,6^\circ$	$\alpha_{r1} = 28,4^\circ$	$\alpha_{r2} = 29,4^\circ$	
$k_{St,l} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{St,s} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{St,r} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	
$k_{s,l} = 0,056 \text{ m}$	$k_{s,s} = 0,075 \text{ m}$	$k_{s,r} = 0,056 \text{ m}$	

Abb. F7.3: Gewässerabschnitt an der Murr bei Querprofil 3 +100

## Berechnung

### 1. Ermittlung der Bewuchsparameter $d_{Pf}$ , $a_x$ und $a_y$ durch Feldmessungen

Tab. F 7.1: Mittlerer Durchmesser der Bewuchselemente an der linken Böschung.

Baum-Nr.	Baumart	$d_{Pf}$ [m]
1	Strauch	
2	Strauch	
3	Schwarzerle	0,14
4	Schwarzerle	0,13
5	Ahorn	0,28
6		0,14
7	Haselnuss	0,19
8		0,15
9	Erle	0,16
10		0,18
11		0,10
12		0,32
13		0,11
<b>Summe</b>		<b>1,90</b>
<b>Anzahl n</b>		<b>11</b>
<b>Durchmesser</b>		<b>0,17</b>

Tab. F7.2: Mittlerer Durchmesser der Bewuchselemente an der rechten Böschung.

Baum-Nr.	Baumart	$d_{Pf}$ [m]
16	Schwarzerle	0,19
17	Esche	0,22
18	Strauch	0,55
19	Weide	0,90
20	Haselnuss	0,30
21	Buche	0,12
22	Esche	0,16
23	Erle	0,13
24	Esche	0,20
25		0,61
26	Strauch	0,60
27		0,21
28		0,15
29		0,07
30		0,20
31		0,29
32		0,30
33		0,32
34		0,20
35		0,43
<b>Summe</b>		<b>6,15</b>
<b>Anzahl n</b>		<b>20</b>
<b>Durchmesser</b>		<b>0,31</b>

Tab. F7.3: Abstände der einzelstehenden Bäume an der linken Böschung.

	$a_x$ [m] in Fließrichtung	$a_y$ [m]
	2,00	3,50
	1,20	3,25
	1,30	2,40
	0,55	2,65
	1,20	1,40
	1,80	0,40
	2,00	1,80
		0,60
<b>Summe</b>	<b>10,05</b>	<b>16,00</b>
<b>Anzahl n</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
<b>mittl. Abstand</b>	<b>1,44</b>	<b>2,00</b>

Tab. F7.4: Abstände der einzelstehenden Bäume an der rechten Böschung.

	$a_x$ [m] in Fließrichtung	$a_y$ [m]
	3,05	1,30
	1,60	1,40
	3,20	2,10
	1,60	1,75
	1,50	2,00
	1,50	1,80
	1,70	1,00
	1,50	1,00
	1,50	2,00
	1,70	2,20
	1,70	1,20
	1,00	1,40
	1,40	0,80
	1,70	3,20
	1,30	1,20
<b>Summe</b>	<b>25,95</b>	<b>24,35</b>
<b>Anzahl n</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>mittl. Abstand</b>	<b>1,73</b>	<b>1,6233</b>

2. Berechnung der Trennflächenrauheit  $k_{T,i}$  bzw. der Trennflächenwiderstandsbeiwerte  $\lambda_{T,i}$  nach den Gln. 7.4 ÷ 7.7

Tab. F7.5: Grundrauheiten  $k_{T0}$ , Bewuchsparameter  $B^*$  und c-Werte.

	$a_x$	$a_y$	$d_{Pf}$	$k_{T0}$ (Gl. 7.5)	$B^*$ (Gl. 7.6b)	c (Gl. 7.6a)
Linke Böschung						
Gebüsch	0,57	0,15	0,30	0,390	0,48	1,00
Weiden	0,50	1,00	0,80	1,040	0,04	1,00
Bäume	1,44	2,00	0,17	0,221	656,58	0,86
Rechte Böschung						
Bäume	1,73	1,62	0,31	0,403	109,65	0,97

Aufgrund der Asymmetrie des Gewässers sowohl bzgl. der Geometrie als auch des Bewuchses werden die Einflussbreiten  $B_{III,i}$  und  $B_{III,r}$  nach Gl. (7.7) iterativ ermittelt. Der Weidensaum am Mittelwas-

serbett (siehe Abb. F7.3) wurde dabei vernachlässigt, so dass die unbewachsene Gerinnebreite (in Gl. 7.7 mit  $B_H$  bezeichnet) 18,7 m beträgt.

Tab. F7.6: Iterative Berechnung der Trennflächenrauheiten für  $B_{III}$  (Iterationsbedingung:  $B_{III} = B_{III}'$ ).

	$B_{III}$ (geschätzt)	$B_{II,m}$ $B > 16$ u. Gl. (7.7f)	$k_T = k_s$ (Gl. 7.4)	$k_{St,T}$ $= 26/k_s^{1/6}$	$\lambda_T$ (Gl. 7.7g)	$B_{III}'$ (Gl. 7.7h)
Linke Böschung						
Gebüsch $A_{I4}$	Annahme: nicht durchströmt					
Weiden $A_{I1}$	Annahme: vernachlässigbarer Einfluss					
Bäume $A_{I3}$	8,92	4,46	4,07	20,58	0,118	8,92
Rechte Böschung						
Bäume $A_{r1}$	9,78	4,89	5,17	19,77	0,129	9,78

### 3. Abflussberechnung

Im Folgenden wird der Abfluss des Gewässerabschnittes zunächst nach MERTENS und anschließend zum Vergleich für weitere vier Fälle hinsichtlich der Berücksichtigung des Bewuchses berechnet.

#### Fall a: Abfluss mit Trennflächenrauheiten $k_{T,i}$ nach MERTENS

Das Gewässer wird in bewachsene und unbewachsene Querschnitte eingeteilt, für die jeweils die Fläche berechnet wird.

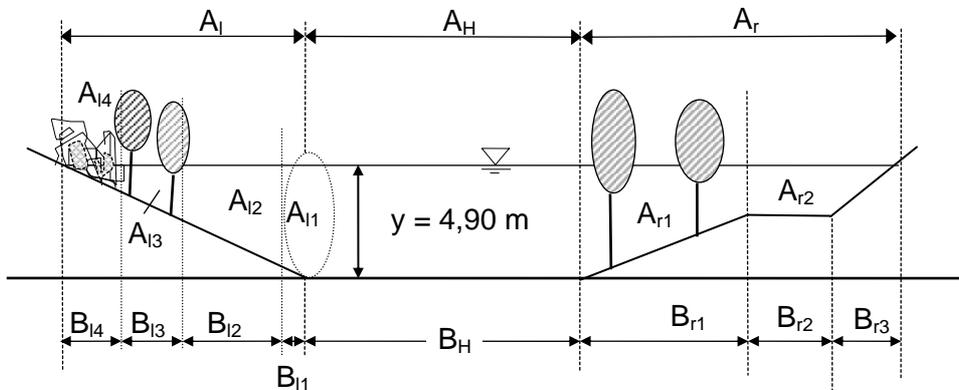


Abb. F7.4: Flächenaufteilung des Gerinnes in bewachsene und unbewachsene Teilflächen

Linke Böschung:	$A_I = 21,93 \text{ m}^2$	Rechte Böschung:	$A_r = 29,28 \text{ m}^2$
	$A_{I1} = 2,45 \text{ m}^2$		$A_{r1} = 17,29 \text{ m}^2$
	$A_{I2} = 14,49 \text{ m}^2$		$A_{r2} = 11,99 \text{ m}^2$
	$A_{I3} = 3,24 \text{ m}^2$		
	$A_{I4} = 1,75 \text{ m}^2$		
Hauptgerinne:	$A_H = 68,60 \text{ m}^2$	Gesamtgerinne:	$A_{ges} = 119,81 \text{ m}^2$

Mit Hilfe der in Tab. F7.6 ermittelten Trennflächenrauheiten wird zunächst der Abfluss in den unbewachsenen Querschnitten  $A_{I2}$ ,  $A_H$  und  $A_{r2}$  entsprechend der in **Fall 3** vorgestellten Gleichungen (GMS und COLEBROOK-WHITE) berechnet. In **Fall 3** ist ein ausführliches Beispiel zur Berechnung des Durchflusses in Gewässern mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle gegeben, so dass in Tab. F7.7 lediglich die Ergebnisse zusammengestellt sind.

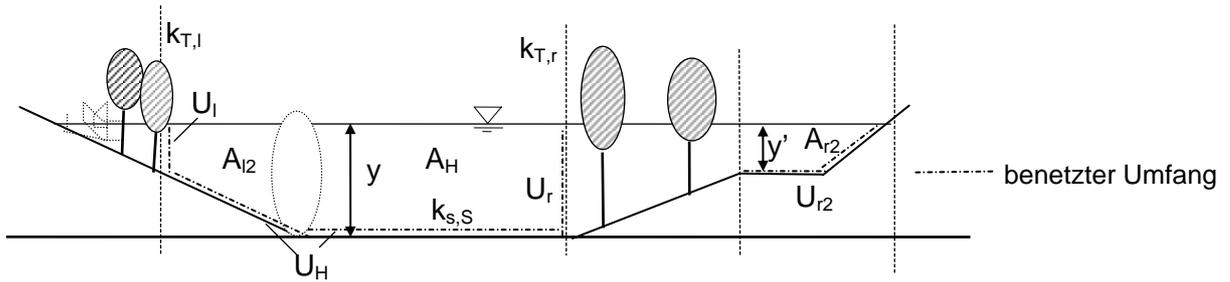


Abb. F7.5: Teilflächen zur Abflussberechnung im nicht bewachsenen Gerinneteil.

Tab. F7.7: Abflussberechnung im *bewuchsfreien* Gerinneteil.

		Hauptgerinne $A_H + A_{I2}$ (COLEBROOK-WHITE)	Weg $A_{R2}$ (GMS-Formel)
$k_{T,I}$	[m]	4,070	
$k_{s,S}$	[m]	0,075	
$k_{T,R}$	[m]	5,170	
$A_{ges}$ (gemessen)	[m <sup>2</sup> ]	83,09	11,99
$U_I$	[m]	2,34	
$U_H$	[m]	19,35	
$U_R$	[m]	4,90	
$U_{R2}$	[m]		7,98
$k_{St,m}$	[m <sup>1/3</sup> /s]		42
$R_I$	[m]	6,36	
$R_H$	[m]	1,74	1,52
$R_R$	[m]	7,01	
$A_{ges}$ (berechnet)	[m <sup>2</sup> ]	82,90	
$v_m$	[m/s]	1,68	1,60
$Q_{unbewachsen}$	[m <sup>3</sup> /s]	<b>139,59</b>	<b>19,16</b>

Anschließend folgt die Berechnung des Abflusses in den bewachsenen Querschnitten nach den Gln. 7.8 ÷ 7.11.

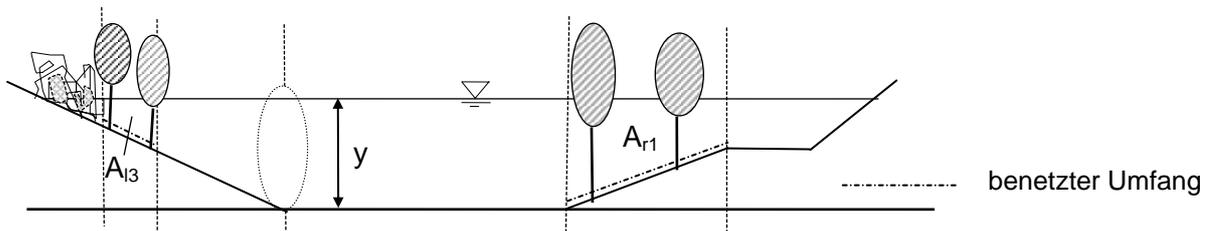


Abb. F7.6: Teilflächen zur Abflussberechnung des durchströmten Bewuchses

Abflussberechnung des *durchströmten Bewuchses*

Linke Böschung  $A_{I3}$ :

$A_{gemessen} = 3,24 \text{ m}^2$

Pflanzen:  $A_{Pf}' = d_{Pf} \cdot y_{Pf} = 0,17 \cdot 1,85 = 0,31 \text{ m}^2$

$\lambda_{Pf} = 4 \cdot C_{WR} \cdot \frac{A_{Pf}' \cdot \cos \alpha_I}{a_x \cdot a_y} = 4 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,31 \cdot \cos 28,6^\circ}{1,44 \cdot 2} = 0,575$

$$U = \frac{B_{I3}}{\cos \alpha_1} = \frac{1,8}{\cos 28,6^\circ} = 2,05 \text{ m}$$

gewählt:  $v_m = 0,39 \text{ m/s}$

$$R_{Pf} = \lambda_{Pf} \cdot \frac{v_m^2}{8 \cdot g \cdot I_{So}} = 0,575 \cdot \frac{0,39^2}{8 \cdot 9,81 \cdot 0,00083} = 1,34 \text{ m}$$

$$A_{Pf} = U \cdot R_{Pf} = 2,05 \cdot 1,34 = 2,75 \text{ m}^2$$

Sohle:  $k_{s,s} = k_{s,l}$  (Abb. F7.3) = 0,056 m

$$U = \frac{B_{I3}}{\cos \alpha_1} = \frac{1,8}{\cos 28,6^\circ} = 2,05 \text{ m}$$

$$\frac{0,39}{\sqrt{9,81 \cdot R_S \cdot 0,00083}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_S}{0,056} \right) + 6,27 \rightarrow R_S = 0,21 \text{ m}$$

$$A_S = U \cdot R_S = 2,05 \cdot 0,21 = 0,43 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{berechnet}} = A_{Pf} + A_S = 3,18 \text{ m}^2 \approx A_{\text{gemessen}}$$

$$Q_l = v_m \cdot A_{\text{gemessen}} = 0,39 \cdot 3,24 = 1,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Rechte Böschung $A_{r1}$ :

$$A_{\text{gemessen}} = 17,29 \text{ m}^2$$

Pflanzen:  $A_{Pf}' = d_{Pf} \cdot y_{Pf} = 0,31 \cdot 2,45 = 0,76 \text{ m}^2$

$$\lambda_{Pf} = 4 \cdot C_{WR} \cdot \frac{A_{Pf}' \cdot \cos \alpha_{r1}}{a_x \cdot a_y} = 4 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,76 \cdot \cos 28,4^\circ}{1,73 \cdot 1,62} = 1,43$$

$$U = \frac{B_{r1}}{\cos \alpha_{r1}} = \frac{5}{\cos 28,4^\circ} = 5,68 \text{ m}$$

gewählt:  $v_m = 0,36 \text{ m/s}$

$$R_{Pf} = \lambda_{Pf} \cdot \frac{v_m^2}{8 \cdot g \cdot I_{So}} = 1,43 \cdot \frac{0,36^2}{8 \cdot 9,81 \cdot 0,00083} = 2,85 \text{ m}$$

$$A_{Pf} = U \cdot R_{Pf} = 5,68 \cdot 2,85 = 16,18 \text{ m}^2$$

Sohle:  $k_{s,s} = k_{s,r}$  (Abb. F7.3) = 0,056 m

$$U = \frac{B_{r1}}{\cos \alpha_{r1}} = \frac{5}{\cos 28,4^\circ} = 5,68 \text{ m}$$

$$\frac{0,36}{\sqrt{9,81 \cdot R_S \cdot 0,00083}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_S}{0,056} \right) + 6,27 \rightarrow R_S = 0,19 \text{ m}$$

$$A_S = U \cdot R_S = 5,98 \cdot 0,19 = 1,08 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{berechnet}} = A_{Pf} + A_S = 17,26 \text{ m}^2 \approx A_{\text{gemessen}}$$

$$Q_r = v_m \cdot A_{\text{gemessen}} = 0,36 \cdot 17,29 = 6,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{bewachsen}} = Q_l + Q_r = 1,26 + 6,22 = 7,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

berechneter Gesamtabfluss:

$$Q = Q_{\text{unbewachsen}} + Q_{\text{bewachsen}} = (139,59 + 19,16) + 7,48 = 166,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

gemessener Gesamtabfluss:

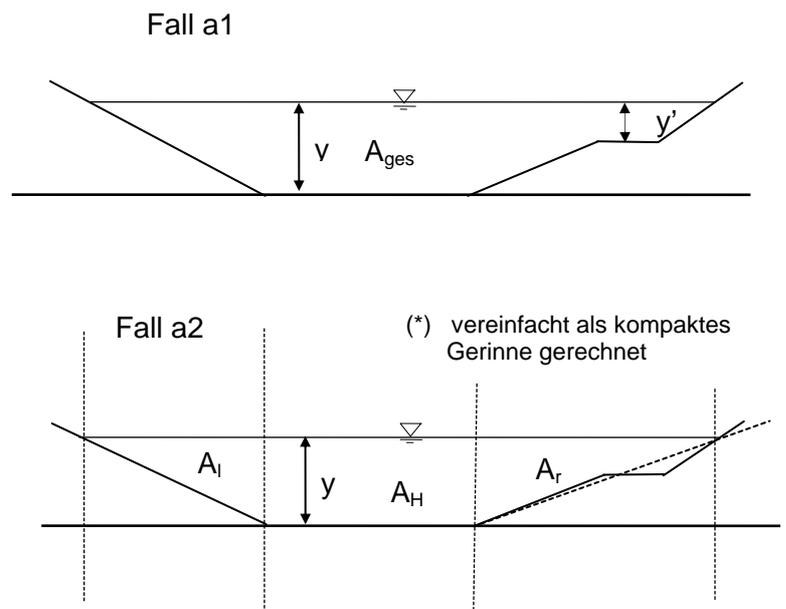
$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Fall b: Abfluss ohne Bewuchs

Die Berechnung unter Vernachlässigung des Bewuchses erfolgt nach den in **Fall 3** „Kompakte Gerinne mit unterschiedlicher Rauheit auf Böschungen und Sohle“ angegebenen Gleichungen von GAUCKLER-MANNING-STRICKLER bzw. COLEBROOK-WHITE. Ein Beispiel ist in **Fall 3** bereits angeführt, so dass in Tab. F7.8 wiederum lediglich die Ergebnisse zusammengestellt sind.

Tab. F7.8: Abflussberechnung entsprechend Fall 3  
 Fall a1: Abfluss mit der GMS-Formel  
 Fall a2: Abfluss mit dem Fließgesetz nach COLEBROOK/WHITE

	Fall a1	Fall a2(*)
$A_{\text{ges}}$ [m <sup>2</sup> ]	118,88	118,88
$A_l$ [m <sup>2</sup> ]		22,08
$A_H$ [m <sup>2</sup> ]		68,60
$A_r$ [m <sup>2</sup> ]		28,20
$U_{\text{ges}}$ [m]	37,92	37,57
$U_l$ [m]		10,24
$U_H$ [m]		14,00
$U_r$ [m]		13,33
$k_{\text{St,m}}$ [m <sup>1/3</sup> /s]	41,23	
$R_l$ [m]		3,3
$R_H$ [m]	3,14	3,5
$R_r$ [m]		3,3
$v_m$ [m/s]	2,55	2,65
<b>Q</b> [m <sup>3</sup> /s]	<b>302,79</b>	<b>315,03</b>



Gemessener Abfluss:  $Q_{\text{gem}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$

**Fall c:** Abfluss mit Trennflächenrauheiten  $k_{T,l} = k_{T,r} = k_{s,s}$

Unter der Annahme, dass die Rauheit der Trennflächen gleich der Rauheit der Sohle ist, berechnen sich die in Tab. F7.9 zusammengestellten Werte.

Tab. F7.9: Abflussberechnung

	Bewuchs links $A_{l3}$	Hauptgerinne $A_H + A_{l2}$ (GMS-Formel)	Bewuchs rechts $A_{r1}$	Weg $A_{r2}$ (GMS-Formel)
A [m <sup>2</sup> ]	3,24	83,09	17,29	11,99
U [m]		26,56		7,98
$k_{St,m}$ [m <sup>1/3</sup> /s]		40,34		42
R [m]		3,13		1,52
$v_m$ [m/s]		2,49		1,60
<b>Q [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>1,26</b>	<b>206,85</b>	<b>6,22</b>	<b>19,18</b>

$$Q = 1,26 + 206,85 + 6,22 + 19,18 = 233,51 \text{ m}^3/\text{s} < 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Fall d:** Abfluss ohne Trennflächenrauheiten

In diesem Fall wird die Rauheit der Vegetation nicht berücksichtigt, d.h. die Trennflächenrauheit wird zu Null gesetzt. Die Berechnung des Durchflusses in den unbewachsenen Querschnitten erfolgt nach der GMS-Gleichung. Der Abfluss in den bewachsenen Querschnitten wird aus **Fall a** übernommen.

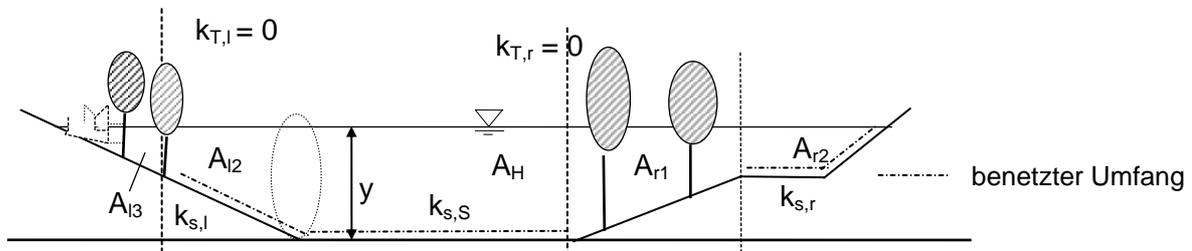


Abb. F7.7: Teilflächen zur Abflussberechnung ohne Trennflächenrauheiten ( $k_{T,i} = 0$ )

Tab. F7.10: Berechnung ohne Trennflächenrauheiten ( $k_{T,i} = 0$ )

	Bewuchs links $A_{l3}$	Hauptgerinne $A_H + A_{l2}$ (GMS-Formel)	Bewuchs rechts $A_{r1}$	Weg $A_{r2}$ (GMS-Formel)
A [m <sup>2</sup> ]	3,24	83,09	17,29	11,99
U [m]		19,35		7,98
$k_{St,m}$ [m <sup>1/3</sup> /s]		40,34		42
R [m]		4,29		1,52
$v_m$ [m/s]		3,07		1,60
<b>Q [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>1,26</b>	<b>254,95</b>	<b>6,22</b>	<b>19,18</b>

$$Q = 1,26 + 254,95 + 6,22 + 19,18 = 281,61 \text{ m}^3/\text{s} > 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Fall e:** Abfluss mit Trennflächenrauheit  $k_{St,T} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 

Entsprechend der Empfehlung von WITZIG und LICHTENHAHN [1973] wird hier zur Berechnung des Abflusses in den bewuchsfreien Querschnitten für die Trennflächenrauheit -unabhängig von der Bewuchsart-  $k_{St,T} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  gewählt.

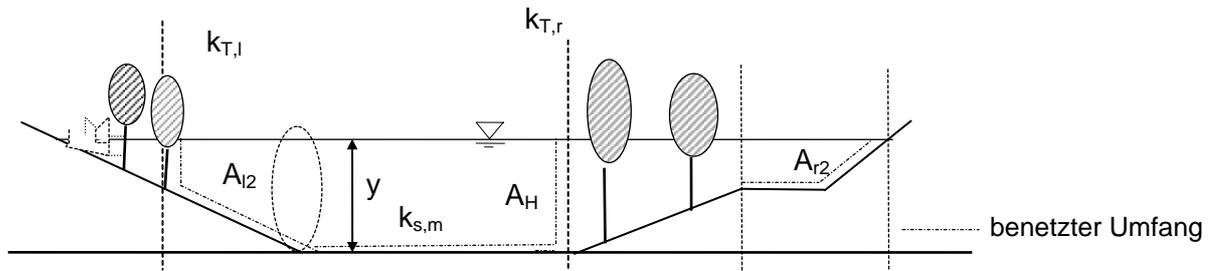


Abb. F7.8: Teilflächen zur Abflussberechnung mit  $k_{T,l} = k_{T,r} = k_{St,T}$ .

Tab. F7.11: Abflussberechnung mit  $k_{T,l} = k_{T,r} = k_{St,T} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

	Bewuchs links $A_{I3}$	Hauptgerinne $A_H + A_{I2}$ (COLEBROOK-WHITE)	Bewuchs rechts $A_{r1}$	Weg $A_{r2}$ (GMS-Formel)
$k_{T,l}$ [m]		0,001		
$k_{s,S}$ [m]		0,07		
$k_{T,r}$ [m]		0,001		
$A_{ges}$ [m <sup>2</sup> ]	3,24	83,09	17,29	11,99
$U_{ges}$ [m]		26,56		7,98
$k_{St,m}$ [m <sup>1/3</sup> /s]				42
$R_l$ [m]		2,8		
$R$ [m]		3,7		1,52
$R_r$ [m]		2,8		
$A_i$ [m <sup>2</sup> ]		83,13		
$v_m$ [m/s]		2,8		1,60
<b>Q</b> [m <sup>3</sup> /s]	<b>1,26</b>	<b>232,65</b>	<b>6,22</b>	<b>19,18</b>

$$Q = 1,26 + 232,65 + 6,22 + 19,18 = 259,31 \text{ m}^3/\text{s} \approx 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

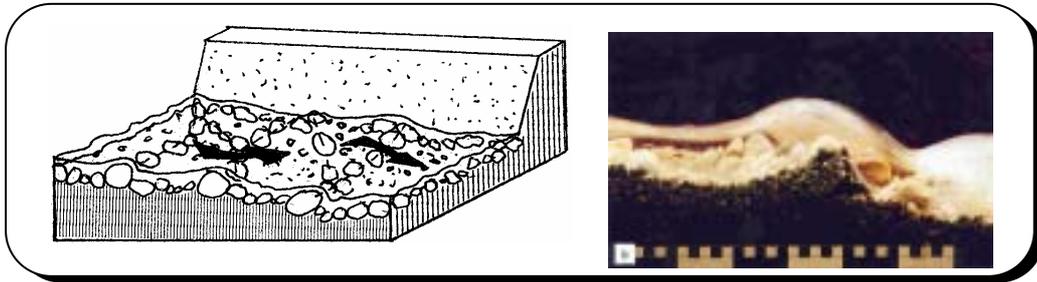
Bevor mit der Interpretation der vorgestellten Resultate begonnen wird, sollen ein paar Worte zur Vorgehensweise bei der Berechnung gesagt werden. Aus Naturmessungen war für den Abfluss von  $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  die zugehörige Wassertiefe  $y$  annähernd bekannt. Sie betrug ca. 4,9 m. Der Abfluss  $Q$  sowie die dazugehörige Wassertiefe  $y$  dienten der durchgeführten Berechnung (siehe auch WINZEN [1996]) als Referenzwert. Der Rauheitsbeiwert für die Gewässersohle wurde aus Bodenproben ermittelt und derjenige für den Grasbewuchs entlang der Böschungen wurde Tabellen entnommen. Der Berechnung wurden dabei die niedrigsten Rauheitsbeiwerte bzw. die größten Strickler-Beiwerte zugrunde gelegt.

Der Berechnungsfall ohne Bewuchs (**Fall b**) diente der Überprüfung der ausgewählten Parameter für die Sohlen- und Böschungrauheiten. Hierbei ergab sich ein Abfluss, der je nach Verfahren den gemessenen Abfluss von  $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  um 21 bzw. 26 % überstieg. Obwohl aus den Untersuchungen von FELKEL [1960] bekannt ist, dass Bewuchs in kompakten Gewässern den Abfluss um bis zu 60 % vermindern kann, wurde für den vorliegenden Flussabschnitt eine Leistungssteigerung von bis zu 26 % bei vernachlässigtem Bewuchs als realistisch angesehen.

Im ersten Berechnungsfall (**Fall a**) wurde der Abfluss für den bewuchsbestandenen Flussabschnitt an der Murr nach dem Verfahren von MERTENS ermittelt. Die Berechnung ergab einen Abfluss von  $Q = 166,23 \text{ m}^3/\text{s}$ . Damit liefert die nach der Theorie erfolgte Berechnung für die Wassertiefe  $y$  einen Abfluss, der nur zu 66 % dem gemessenen Wert entspricht. Nach dieser Abschätzung ergeben sich mit dem Verfahren von MERTENS eindeutig zu niedrige Abflüsse.

Für den **Berechnungsfall c**, bei dem Trennflächenrauheiten von  $k_{\text{St}, T, l} = k_{\text{St}, T, r} \approx 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angenommen wurden, ergab sich für den Abfluss ohne den Anteil des durchströmten Bewuchses ein Wert von  $Q \approx 226 \text{ m}^3/\text{s}$ . Das Verfahren von MERTENS liefert für den Abfluss in den bewachsenen Querschnitten einen Wert von  $Q_B \approx 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , der wesentlich niedriger als der verbleibende Abfluss von  $Q_B = 24 \text{ m}^3/\text{s}$  ist. Aus diesem Grunde wurde versucht, durch die Variation der im Ansatz von MERTENS enthaltenen Parameter  $a_x$ ,  $a_y$  und  $d_{\text{Pf}}$  einen Abfluss von  $Q_B > 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $24 \text{ m}^3/\text{s}$  zu bewirken. Diese hätte jedoch eine Abänderung der Werte für diese Parameter bedeutet, die nicht mehr mit Messungsgenauigkeiten zu erklären gewesen wäre. Aus dieser Vorgehensweise wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Trennflächenrauheiten immer noch zu hoch angesetzt sind. Die nachfolgende Wahl der Trennflächenrauheiten (**Fall d** und **e**) ergab die beste Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung für  $k_{\text{St}, T} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (**Fall e**).

## Fall Nr. 8: "Steile Gewässer"



### F8.1 Charakteristiken steiler Gewässer

Die Sieblinie steiler Gewässer ( $I_{50} \geq 0,8 \%$  RICKENMANN [1996]) ist weit abgestuft und besitzt einen großen Anteil an Grobkomponenten, die in mehr oder weniger regelmäßigen Abständen quer zur Strömungsrichtung Steinsperren bilden (LEOPOLD ET AL. [1964]). Das typische Längsprofil eines derartigen Gewässers zeigt eine periodische Abfolge flacher und steiler Abschnitte mit größeren und kleineren Wassertiefen, die als Riffel-Becken- (Abb. F8.1) oder Absturz-Becken-Sequenzen (Abb. F8.2) bezeichnet werden.

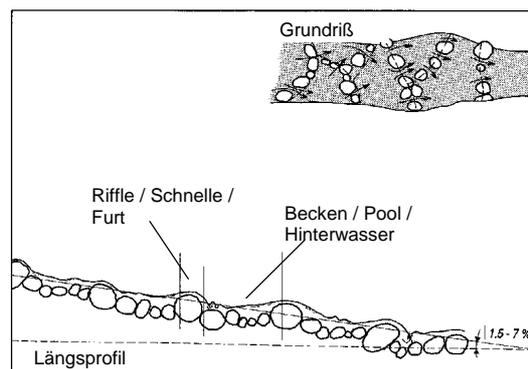


Abb. F8.1: Grundriss und Längsschnitt einer Riffel-Becken-Struktur (aus: SCHÄLCHLI [1991]).

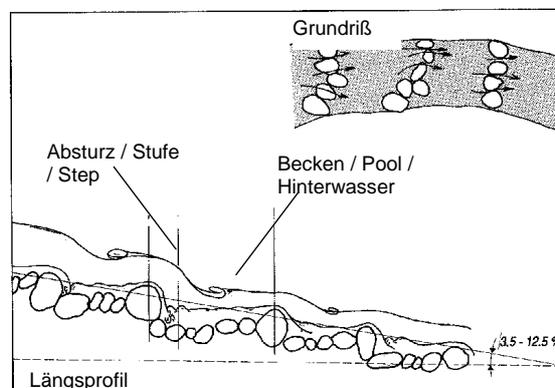


Abb. F8.2: Grundriss und Längsschnitt einer Absturz-Becken-Struktur (aus: SCHÄLCHLI [1991]).

Beide Sohlenformen sind durch die regelmäßige Anordnung der größeren Sohlenkomponenten in Gruppen gekennzeichnet, die über das ganze Querprofil reichen können oder alternierend angeordnet sind. Sie sind vor allem bei Niedrigwasser sichtbar, mit hohen Geschwindigkeiten über den Grobkomponenten und niedrigen Geschwindigkeiten in den Becken. Mit zunehmendem Abfluss gleichen sich die Fließgeschwindigkeiten immer mehr aus, bis im Hochwasserfall nahezu gleichförmige Strömungsverhältnisse vorliegen können (SCHÄLCHLI [1991]).

Die Charakterisierung der kaskadenartigen Sohlenformen erfolgt über die Parameter Absturzhöhe  $H$  und Länge  $L$  (definiert in Abb. F8.3), deren Verhältnis  $H/L$  vom Sohlengefälle  $I_{so}$  abhängig ist. In der Literatur wird für das Verhältnis  $H/L$  folgende Beziehung angegeben:

$$\frac{H}{L} = 1,5 \cdot I_{so} \quad (8.1)$$

Gl. (8.1) wurde für verschiedene Werte von  $H$  zusammen mit den Daten mehrerer Autoren ausgewertet. Das Ergebnis ist in Abb. F8.4 dargestellt.

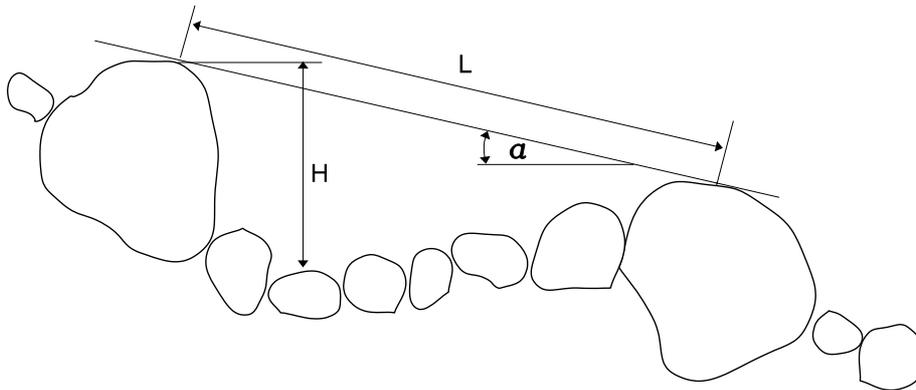


Abb. F8.3: Definition von Absturzhöhe  $H$  und Frequenzlänge  $L$ .

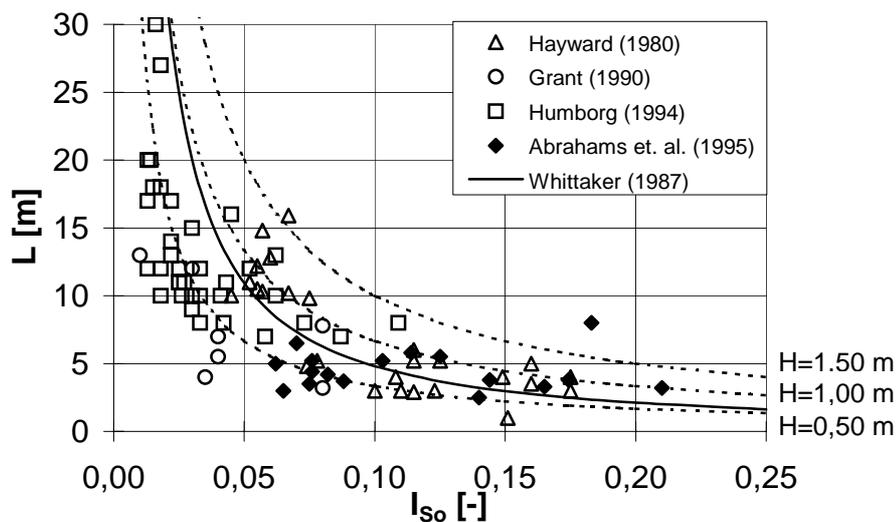


Abb. F8.4: Beziehung zwischen Länge  $L$  und Sohlengefälle  $I_{so}$  für unterschiedliche Wassertiefen  $H$  (aus: ROSPORT [1998])

## F8.2 Bestimmung des Fließwiderstandes steiler Gewässer

Die Quantifizierung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen wird durch das in hohem Maße variable Abflussverhalten mit stark schwankenden Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen erschwert. Dabei verursachen einzelne große Rauheitselemente oder die zuvor angesprochenen Sohlenformen örtliche Fließwechsel und damit zusätzliche Energieverluste. Die in der Regel sehr weite Abstufung der Sedimente führt weiterhin dazu, dass ein Sohlenelement je nach Abflusszustand als querprofilformend oder als Rauheitselement angesehen werden kann. Abb. F8.5 illustriert diesen Sachverhalt:

Der benetzte Umfang  $U$  variiert bei kleinen Abflüssen sehr stark (Anstieg des Wasserspiegels von A nach B), während er bei großen Abflüssen immer weniger von der Wassertiefe abhängt (Anstieg des Wasserspiegels von B nach C). Ein weiteres Ansteigen der Wassertiefe (D) lässt aus den querprofilformenden Sohlenelementen (1, 2, 3) Rauheitselemente werden (ROSPORT [1998]).

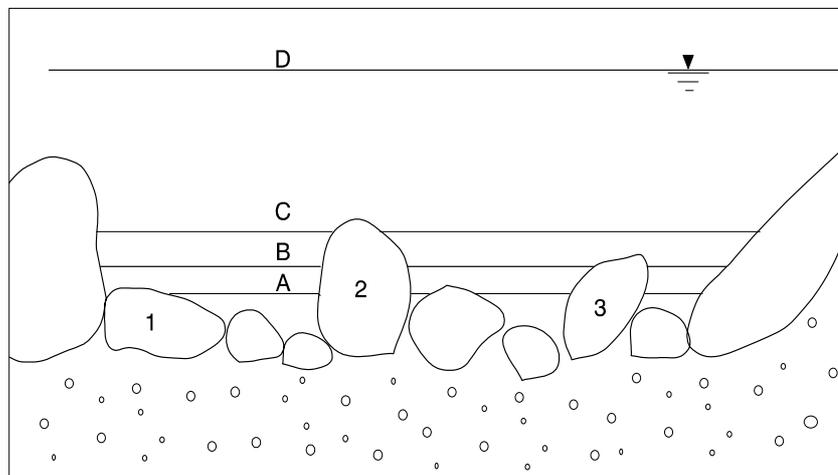


Abb. F8.5: Variation des benetzten Umfangs bzw. der benetzten Breite mit dem Wasserstand. Nach SCHÄLCHLI [1991], modifiziert.

Eine Vielzahl der Ansätze zur Quantifizierung des Fließwiderstandes steiler Gewässer mit großen relativen Rauheiten basiert (wie auch die Ansätze für Gewässer mit moderaten Neigungen und kleinen relativen Rauheiten) auf der Annahme, dass der Fließwiderstand eine Funktion des hydraulischen Radius ist (vgl. Kap. 2). In verschiedenen Ansätzen wird der hydraulische Radius  $R$  durch die mittlere Wassertiefe  $y$  ersetzt, die aber aufgrund der oben angesprochenen Morphologie ähnlich schwierig zu bestimmen ist wie  $R$ . Die mittlere Wassertiefe wird i.a. über eine vereinfachte Annahme der Querschnittsgeometrie (z.B. Rechteckquerschnitt) und unter Kenntnis der mittleren Wasserspiegelbreite über die Kontinuitätsgleichung nach messtechnischer Erfassung von  $Q$  und  $v_m$  (z.B. über die Salzverdünnungsmethode) bestimmt.

Prinzipiell wird zwischen logarithmischen Widerstandsgesetzen und Fließgesetzen in Potenzform unterschieden. Die logarithmischen Widerstandsgesetze resultieren aus der empirischen Anpassung der Integrationskonstanten  $Br$  unter Verwendung vereinfachter Annahmen für die äquivalente Sandrauheit  $k_s$  (vgl. Tab.2.1; Kap.2) aus dem Widerstandsgesetz nach KEULEGAN [1938]:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{v_m}{v_0^*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{y}{k_s} + Br \quad (8.2)$$

Stellvertretend für zahlreiche Ansätze, denen Gl. (8.2) zugrunde liegt, werden nachfolgend die Formeln von HEY [1979] (Gl. 8.3) und BATHURST [1985] (Gl. 8.4) aufgeführt. Die Beziehung von HEY lautet:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{3,5 \cdot d_{84}}\right) + 2,5 \cdot \ln(a) \quad (8.3)$$

Darin bezeichnet der Parameter  $a$  einen Korrekturbeiwert für die Gerinnegeometrie, der bei den von HEY untersuchten Querschnittsformen zwischen 11,09 (sehr breites Gerinne) und 13,46 (kompakter Rechteckquerschnitt) variiert (siehe auch **Fall 2**). Die äquivalente Sandrauheit wurde von HEY zu  $k_s = 3,5 \cdot d_{84}$  angenommen.

BATHURST gibt folgende Beziehung zur Quantifizierung des Fließwiderstandes an:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,44 \cdot \ln \frac{y}{d_{84}} + 4,0 \quad (8.4)$$

Die empirische Anpassung von  $Br$  durch BATHURST erfolgte aufgrund der Tatsache, dass insbesondere bei kleinen relativen Überdeckungen  $y/d_{84} \leq 6$  die  $\lambda$ -Werte unterschätzt werden (DITTRICH [1998]). Abweichend gegenüber HEY trifft BATHURST die Annahme,  $k_s$  durch  $d_{84}$  und nicht durch  $3,5 \cdot d_{84}$  zu ersetzen.

Innerhalb neuerer Ansätze wird zusätzlich zu  $Br$  die von Kármán-Konstante  $\kappa$  empirisch modifiziert. So gibt HAGER [1992] folgende Formel zur Berechnung des Fließwiderstandes an, die er aus einer Vereinfachung der Beziehung von AGUIRRE-PE und FUENTES [1990] ermittelte:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = 2,08 \cdot \ln\left(\frac{R}{d_{84}}\right) + 3,44 \quad (8.5)$$

Als Gültigkeitsgrenzen gibt HAGER [1992] den Bereich  $0,4 < R/d_{84} < 16$  an.

Weitere Untersuchungen verschiedener Autoren (z.B. ROSPORT [1998], AFZAHLMER und ANCTIL [1998]) beschäftigten sich mit der Frage des Einflusses der Froudezahl auf den Widerstandsbeiwert  $\lambda$ . ABERLE ET AL. [1999] konnten jedoch zeigen, dass Ansätze, die diese Fragestellung behandeln, verworfen werden müssen.

Bei der Anwendung der logarithmischen Widerstandsgesetze auf verschiedene steile Fließgewässer zeigt sich, dass der Fließwiderstand teilweise erheblich über- oder unterschätzt wird (ROSPORT [1998]). Die Ansätze beschreiben i.a. nur den Datensatz, an dem sie abgeleitet wurden. Die nicht vorhandene Konsistenz in den Resultaten resultiert vermutlich aus der nicht hinreichenden Berücksichtigung von Höhe, Anordnung und Dichte der Rauheitselemente, der Vernachlässigung des Einflusses der Sohlenformen sowie der nicht eindeutigen Festlegung des Nullniveaus des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils (DITTRICH [1998]).

Das gleiche Problem ist auch bei den Fließgesetzen in Potenzform wiederzufinden, durch welche die Beziehung mittlere Fließgeschwindigkeit - Abfluss ( $v_m$ -Q-Beziehung) beschrieben wird. Diese Beziehungen werden vor dem Hintergrund abgeleitet, dass, wie bereits erwähnt, die mittlere Wassertiefe in

steilen Fließgewässern nur sehr schwierig bestimmt werden kann. So gibt RICKENMANN [1996] folgende  $v_m$ - $q$ -Beziehung an:

$$v_m = \frac{1,3 \cdot g^{0,2} \cdot q^{0,6} \cdot I_{so}^{0,2}}{d_{90}^{0,4}} \quad (8.6)$$

wobei  $q$  der spezifische Abfluss pro Breitereinheit und  $g$  die Erdbeschleunigung ist. Gl. (8.6) ist dimensionsrein und basiert auf Laboruntersuchungen von Abflüssen mit intensivem Geschiebetransport. Nach RICKENMANN [1996] ist die Formel für den Gefällebereich  $I_{so}$  von 3% bis 40% und auch für den Fall, dass kein Geschiebetransport vorliegt, anwendbar. Auch dieser Ansatz über- / unterschätzt die mittleren Fließgeschwindigkeiten, da der konstante Exponent von 0,6 erheblich von den zugrundeliegenden Daten abhängt.

Neuere Untersuchungen zeigen, dass der Exponent von  $q$  für verschiedene Rauheitsanordnungen, Sohlengefälle usw. variiert, also nicht konstant ist (ABERLE und DITTRICH [1999]). Allgemein werden für stabile Sohlenabschnitte (d.h. keine Änderung der geometrischen Rauheiten mit steigendem Abfluss, insbesondere somit kein Sedimenttransport) gute Ergebnisse durch die Beziehung

$$v_m = c \cdot Q^n \quad (8.7)$$

mit  $c$ ,  $n$ : fließgewässertypische Konstanten

erhalten, die im Aufbau Gl.(8.6) entspricht. Der Vorteil bei der Verwendung der Parameter  $v_m$  und  $Q$  besteht darin, dass beide Parameter mittels der Salzverdünnungsmethode direkt bestimmt werden können, theoretisch also zwei Messpaare  $v_m$ - $Q$  genügen (die Abflüsse sollten jedoch nicht zu nahe beieinander liegen), um die Konstanten  $c$  und  $n$  in Gl.(8.7) für einen stabilen Gewässerabschnitt zu bestimmen.

Abb. F8.6 zeigt ein Beispiel zur Bestimmung der Konstanten  $c$  und  $n$  anhand dreier Datensätze, die in einem 1-D Modell im Labor ermittelt wurden. Diesen Datensätzen, die unabhängig voneinander aufgenommen wurden, liegt jeweils eine verschiedene mittlere Sohlenneigung und ein unterschiedlicher  $d_{84}$  zugrunde, d.h. die Randbedingungen für die einzelnen Versuche sind unterschiedlich. Über der jeweiligen, stabilen Sohle wurden die Abfluss- und Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt.

Durch die doppelt-logarithmische Auftragung von  $v_m$  gegen  $Q$  können die Konstanten leicht durch eine Regressionsgerade bestimmt werden, wobei  $n$  der Steigung der Geraden und  $c$  dem y-Achsenabschnitt entspricht. Die gestrichelte Linie entspricht dem Ergebnis der Regression für den Fall, dass alle im Diagramm aufgetragenen Datenpunkte zusammengefasst werden. Für diesen Fall ergibt sich ein Wert für  $n = 0,56$ . Dieser Wert ist aber geringer als diejenigen Werte für  $n$ , welche durch die Auswertung der Einzelversuche ermittelt werden. Zusätzlich entspricht  $n = 0,56$  nicht dem arithmetischen Mittel, sondern hängt, wie oben angesprochen, deutlich von den zugrundeliegenden Daten ab. Je mehr unabhängige Datensätze herangezogen und zusammen ausgewertet werden, desto schlechter wird die Güte der Regression. Werden die Datenreihen jedoch einzeln ausgewertet, werden gute Resultate erzielt (ABERLE und DITTRICH [1999]).

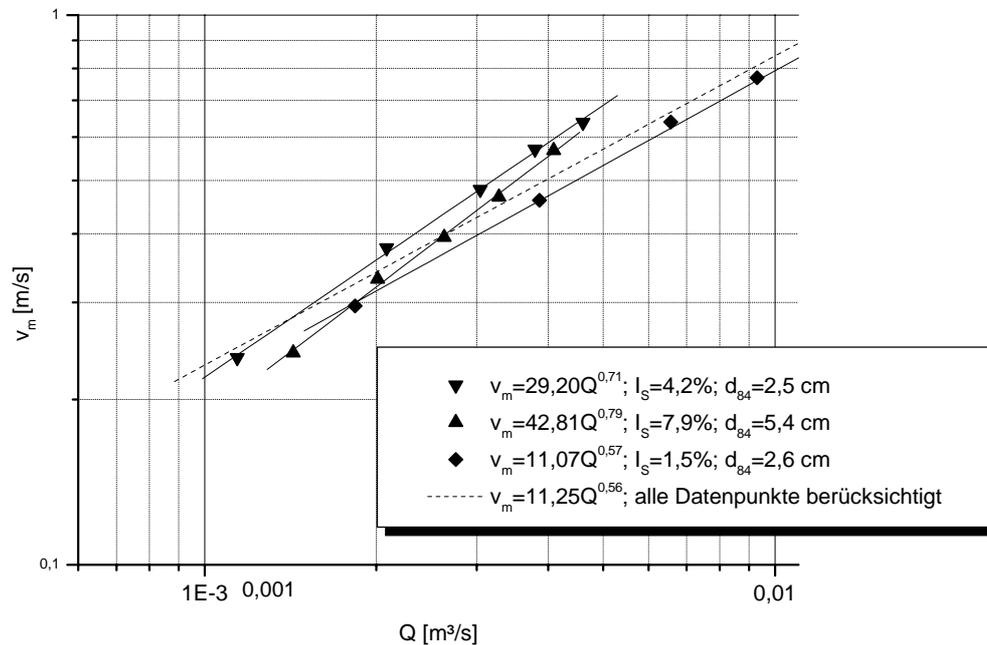
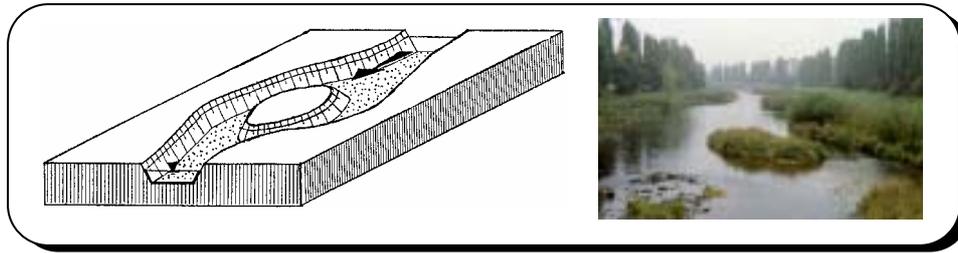


Abb. F8.6: Ableitung der Konstanten  $c$  und  $n$  für drei verschieden stabile Sohlenabschnitte (die jeweilige Neigung und der jeweilige  $d_{84}$  sind im Diagramm angegeben).

Bis heute ist es nicht gelungen, eine allgemeine Beziehung für turbulente Abflüsse in extrem rauen Gerinnen aufzustellen. Zu diesem Thema werden derzeit am Theodor-Rehbock-Laboratorium Untersuchungen durchgeführt, um die Einflussgrößen der Konstanten  $c$  und  $n$  zu ermitteln. Ziel der Untersuchungen ist eine Klassifizierung steiler Fließgewässer, so dass der **Fall 8** "steile Gewässer" – der auch als geschüttete Steinrampe interpretiert werden kann - demnächst durch verbesserte Ansätze und neuere Ergebnisse ergänzt werden kann.

## Fall Nr. 9: "Kompakte Gerinne mit Inseln"



### F9.1 Charakteristiken eines kompakten Gerinnes mit Inseln

Inseln und auch Bänke tragen als biologisch besonders aktive Übergangsbereiche zwischen dem aquatischen und dem terrestrischen Lebensraum zu einer Verlängerung der ökologisch wertvollen Gewässerränder bei. Inseln sind von Bänken dadurch zu unterscheiden, dass sie dauerhaft von Bewuchs bedeckt sind, während Bänke nicht oder nur temporär eine Bewuchsbedeckung besitzen, die bei entsprechend großen Hochwassern wieder abgetragen wird. Die Größe von Inseln liegt in der Größenordnung der Gewässertiefe, während die Höhe von Bänken verhältnismäßig klein ist. Bänke können sich durch Sedimentation mit der Zeit zu Inseln entwickeln.

Nach einem Vorschlag von KELLERHALS ET AL. [1976] können drei Arten von Gewässerläufen nach dem Vorhandensein von Inseln unterschieden werden. Dies sind:

- gelegentlich vorhandene (einzeln auftretende) Inseln



- häufig vorhandene Inseln



- überlappende Inseln, die den Lauf in zwei oder drei Arme aufspalten (Inselgruppen)



Inseln verursachen in einem Gewässer Veränderungen im Durchflussverhalten und in der Geschwindigkeitsverteilung (z.B. Verzögerung, Verzweigung, Beschleunigung). Damit verbunden ist eine Erzeugung von Sekundärströmungen an den Seiten der Inseln sowie Kármán'sche Wirbelstraßen im Unterwasser.

Inseln verursachen Wasserspiegelanhebungen im Oberwasser und damit verbunden Änderungen im Widerstandsverhalten des Fließgewässers. Die Erhöhung der Geschwindigkeit und die Sekundär-

strömung im Bereich der Absenkung bewirken Erosionen an der Sohle und am Inselkörper. Die lokal unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten und die Kármán'sche Wirbelstraße im Nachlaufbereich verändern die gesamte Flussmorphologie.

## F9.2 Berechnung des Fließwiderstandes von Inseln

Bei einzeln auftretenden Inseln können drei Strömungszustände (Umströmung, Übergang zur Überströmung und Überströmung) unterschieden werden, die in Abb. F9.1 skizzenhaft dargestellt sind.

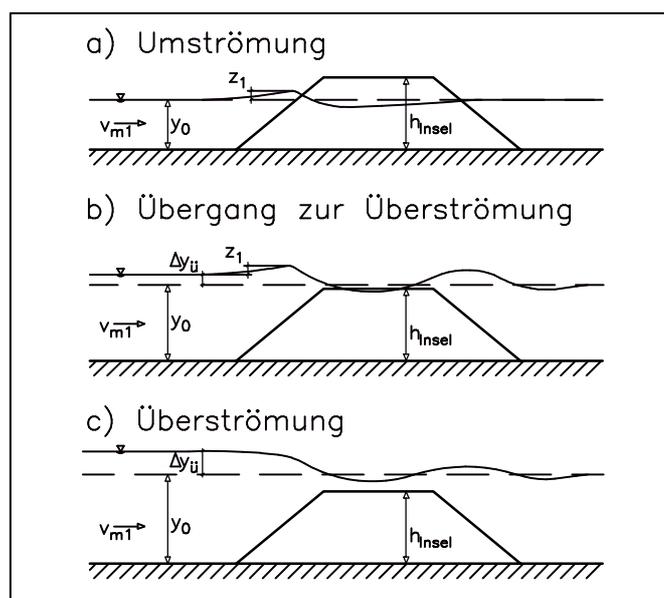


Abb. F9.1: Skizzenhafte Darstellung der durch eine Insel verursachten Strömungszustände.

Durch das Vorhandensein einer Insel wird eine Anhebung des Wasserspiegels oberstrom der Insel (im Fall der Umströmung ist dies die Stauhöhe  $z_1$ , im Fall der Überströmung die Wasserspiegelanhebung  $\Delta y_{ü}$  und beim Übergang zur Überströmung sowohl  $z_1$  als auch  $\Delta y_{ü}$ ) und damit verbunden ein örtlicher Verlust der Energiehöhe  $h_{v, \delta}$  verursacht sowie eine Wasserspiegelabsenkung im Bereich der Insel bewirkt. Bisher existieren allerdings noch keine praktischen Ansätze zur Bestimmung der genannten hydraulischen Auswirkungen, sondern es wird auf bestehende Ansätze aus der Theorie der Pfeilerumströmung zurückgegriffen. Da zurzeit am Theodor-Rehbock-Laboratorium in Karlsruhe Untersuchungen über das Widerstandsverhalten von Inseln durchgeführt werden, kann in nächster Zeit mit ersten Ergebnissen gerechnet werden.

Im Folgenden sollen zunächst Verfahren zur Abschätzung der Stauhöhe bzw. der Wasserspiegelanhebung und anschließend ein Ansatz zur Bestimmung der Energieverlusthöhe  $h_{v, \delta}$  vorgestellt werden.

### F9.2.1 Bestimmung der Stauhöhe bzw. der Wasserspiegelanhebung

#### a) Umströmung einer Insel

Zur Abschätzung der Stauhöhe  $z_1$  infolge der Umströmung einer Insel können in erster Näherung die Verfahren von REHBOCK [1921] und SCHWARZE [1969] sowie ein Ansatz von NAUDASCHER [1992] herangezogen werden.

### Verfahren von REHBOCK [1921]

REHBOCK entwickelte seine empirische Brückenstaugleichung anhand von Ergebnissen aus Modellversuchen. In einem umfangreichen Versuchsprogramm ermittelte er den Einfluss verschiedener Verbauungsverhältnisse und Pfeilerformen auf die Stauhöhe. Seine Ergebnisse konnte er zu einem allgemeinen Verfahren zur Bestimmung der Stauhöhe zusammenfassen. Dieses Verfahren, das nur in Rechteckgerinnen mit einer beliebigen Anzahl von Pfeilern bei gleichbleibender Querschnittsgeometrie anwendbar ist, liefert folgende Beziehung für die Stauhöhe  $z_1$ :

$$z_1 = (\delta_0 - \alpha \cdot (\delta_0 - 1)) \cdot (0,4 \cdot \alpha + \alpha^2 + 9 \cdot \alpha^4) \cdot (1 + 2 \cdot \omega) \cdot k_0 \quad (9.1)$$

mit:

$$\alpha = \sum \frac{D}{B} \quad \text{Verbauungsverhältnis}$$

$$\omega = \frac{k_0}{y_0} \quad \text{Fließverhältnis}$$

$$k_0 = \frac{v_{m1}^2}{2 \cdot g} \quad \text{Geschwindigkeitshöhe im ungestauten Wasserlauf}$$

$v_{m1}$  = mittlere Fließgeschwindigkeit im ungestörten Querschnitt  
 $\delta_0$  = Formbeiwert  
 $y_0$  = Wassertiefe bei Normalabfluss  
 $D$  = Pfeilerbreite/mittlere Inselbreite unter der Wasseroberfläche  
 $B$  = Gerinnebreite.

Die im Modell untersuchten Grenzen des Verbauungsverhältnisses reichen von  $\alpha = 0,03$  bis  $0,36$ .

Der Formbeiwert  $\delta_0$  hängt grundsätzlich von der Form des Pfeilers ab. Für elliptische Pfeiler verschiedener Länge berechnet sich der Formbeiwert zu (siehe auch Abb. F9.2):

$$\delta_0 = 5,70 - 6,82 \cdot \varepsilon \quad (\text{für die sogenannte Grundform}) \quad (9.2a)$$

$$\delta_0 = 2,45 - 0,45 \cdot \varepsilon + 0,032 \cdot \varepsilon^2 \quad (\text{für den Grenzfall der Grundform}) \quad (9.2b)$$

mit:

$$\varepsilon = \frac{l_k}{D} \quad \text{Stauziffer}$$

$l_k$  = Kopflänge.

In Abb. F9.2 ist die oben genannte Pfeilerform mit den entsprechenden Beziehungen und Zahlenwerten aufgeführt.

Für die Anwendung des Verfahrens auf durch Inseln „verbaute“ Gewässerabschnitte sind für den Pfeilerdurchmesser  $D$  die mittlere Inselbreite unter der Wasseroberfläche und für den Formbeiwert  $\delta_0$  bzw. die Stauziffer  $\varepsilon$  die der Inselform entsprechenden Werte aus Abb. F9.2 zu verwenden.

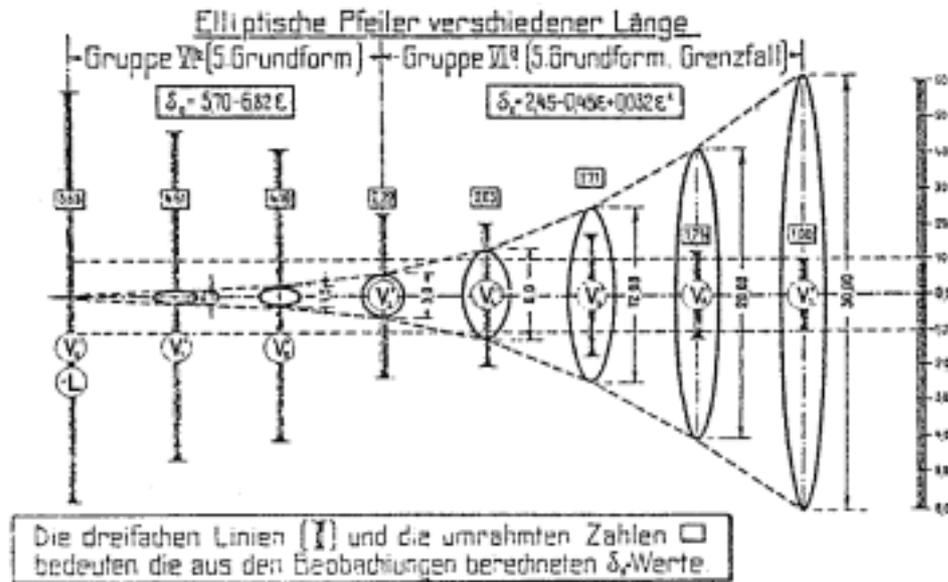


Abb. F9.2: Pfeilerform und Formbeiwerte des elliptischen Pfeilers (aus: REHBOCK [1921]).

### Verfahren von SCHWARZE [1969]

Das Verfahren von SCHWARZE stellt eine Erweiterung der REHBOCKschen Brückenstaugleichung dar. Die Brückenstaugleichung von SCHWARZE kann im Gegensatz zu der Beziehung von REHBOCK nicht nur in Rechteckgerinnen, sondern auch in Trapezgerinnen angewendet werden.

Die Gleichung zur Berechnung der **Stauhöhe**  $z_1$  durch Einbauten (Widerlager und Mittelpfeiler) in Rechteck- und Trapezgerinnen mit verschiedenen Böschungsneigungen und verschiedenen Verhältnissen der Wasserspiegelbreiten zu den Sohlenbreiten lautet nach SCHWARZE:

$$z_1 = \zeta \cdot (\delta_0 - \alpha_Q \cdot (\delta_0 - 1)) \cdot (0,4 \cdot \alpha_Q + \alpha_Q^2 + 9 \cdot \alpha_Q^4) \cdot (1 + 2 \cdot \omega) \cdot k_0 \quad (9.3)$$

wobei:  $\alpha_Q = \frac{\Delta Q}{Q}$ ,  $\zeta = A' + 2 \cdot \alpha_Q$ ,  $\Delta Q = A_V \cdot v_{m1}$

$$A' = f(\vartheta), \quad \vartheta = \frac{B_0}{B} = \frac{B + 2 \cdot m \cdot y_0}{B}$$

mit:

- $\delta_0$  = Formbeiwert nach REHBOCK
- $\alpha_Q$  = Verbauungsverhältnis des Abflussquerschnittes
- $\Delta Q$  = der Verbauung entsprechender Abfluss
- $m$  = Böschungsneigung
- $A_V$  = verbaute Querschnittsfläche
- $B_0$  = Wasserspiegelbreite.

Für Trapezquerschnitte mit unterschiedlichen Böschungsneigungen werden die in Abb. F9.3 angegebenen Werte für den Parameter  $A'$  als Funktion des Verhältnisses  $\vartheta = B/B_0$  erhalten. Der Parameter  $A'$  ist abhängig vom Verhältnis der Wassertiefe  $y_0$  zum Umfang der benetzten Gerinnewände. Er variiert in den Grenzen von

$$0,3(1:m = 1:3) < A' < 0,68.$$

Das Verfahren von SCHWARZE basiert auf Untersuchungen in Gerinnen mit rechteckigen und trapezförmigen Querschnitten und kann deshalb auf Flussläufe mit beliebiger Querschnittsgeometrie nur in erster Annäherung angewendet werden. Der dem verbauten Volumen entsprechende Abfluss  $\Delta Q$  wird an Hand der Geschwindigkeitsverteilung im ungestörten Gerinnequerschnitt ermittelt.

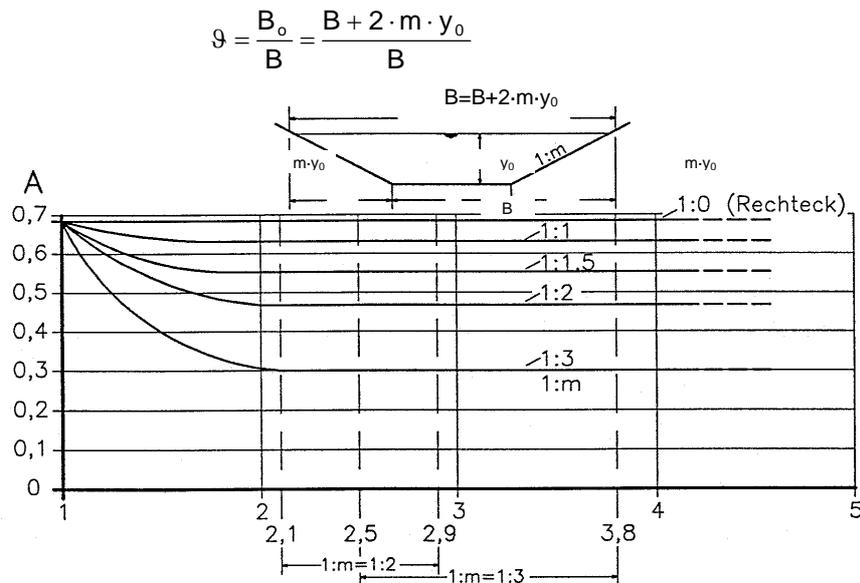


Abb. F9.3: Beziehung zwischen  $A'$  und  $\vartheta$  (nach SCHWARZE [1969]).

Ebenso wie bei der Anwendung des Verfahrens von REHBOCK sind für die Berechnung der durch Inseln verursachten Stauhöhe für den Pfeilerdurchmesser  $D$  die mittlere Inselbreite unter der Wasseroberfläche und für den Formbeiwert  $\delta_0$  bzw. die Stauziffer  $\varepsilon$  die der Inselnform entsprechenden Werte aus Abb. F9.2 zu verwenden.

### Ansatz von NAUDASCHER [1992]

Nach NAUDASCHER lässt sich die durch einen runden Pfeiler in einem rechteckigen Gerinne verursachte Stauhöhe  $z_1$  nach Gl. (9.4) berechnen:

$$z_1 = (N - \sqrt{N^2 - \zeta}) \cdot y_0 \quad (9.4)$$

wobei

$$N = \frac{g \cdot y_0}{v_{m1}^2} - 1.$$

### b) Übergang zur Überströmung

Ansätze zur Bestimmung der Stauhöhe und der Wasserspiegelanhebung beim Übergang zur Überströmung von Einzelrauheiten, wie dies z.B. bei Inseln der Fall ist, liegen bisher nicht vor.

### c) Überströmungszustand

In Anlehnung an BADDE [1991] kann die Wasserspiegelanhebung  $\Delta y_{\bar{u}}$  infolge der Überströmung von Inseln oder anderen Einzelrauheiten (Störkörpern) in einem ersten Schritt wie folgt analytisch formuliert werden:

Geht man davon aus, dass die Überströmungshöhe, bei welcher der Störkörper keinen signifikanten Einfluss mehr auf den Wasserspiegel hat, bekannt ist und weiterhin die Wasserspiegelanhebung bei gerade noch nicht überströmter Insel  $\Delta y_{gr}$  (mit Hilfe der Ansätze von REHBOCK, SCHWARZE oder NAUDASCHER) berechenbar ist, so kann in erster Näherung ein linearer Verlauf zwischen diesen Randwerten angenommen werden.

Für die Überströmungshöhe, bei der kein Einfluss der Einzelrauheit mehr zu erwarten ist, gibt SÖHNGEN [1987] ein Verhältnis von Wassertiefe  $y_0$  zur Höhe der Einzelrauheit  $k$  von 3,5 an. In den Messungen von ORTLIEB [1990] liegt das Verhältnis in der gleichen Größenordnung. Nimmt man somit für  $y_0/k$  zunächst einmal diesen Wert von 3,5 an, so kann folgende lineare Beziehung für die Wasserspiegelanhebung einer überströmten Einzelrauheit  $\Delta y_{\bar{u}}$  in Abhängigkeit von der Wassertiefe angegeben werden:

für  $y_0 > 3,5 \cdot k$ :

$$\Delta y_{\bar{u}} = 0 \quad (9.5a)$$

und für  $k < y_0 < 3,5 \cdot k$ :

$$\Delta y_{\bar{u}} = \Delta y_{gr} \cdot \left( \frac{3,5}{3,5 - 1} - \frac{1}{3,5 - 1} \cdot \frac{y_0}{k} \right) = \Delta y_{gr} \cdot \left( 1,4 - 0,4 \cdot \frac{y_0}{k} \right) \quad (9.5b)$$

mit:

- $\Delta y_{\bar{u}}$  = Wasserspiegelanhebung
- $k$  = Einzelrauheitshöhe =  $h_{Insel}$
- $\Delta y_{gr}$  = Wasserspiegelanhebung bei gerade noch nicht überströmter Insel (entspricht der Stauhöhe  $z_1$  nach Gl. 9.1, 9.3 bzw. 9.4).

Neben der Frage, inwieweit die Annahme einer *linearen* Abnahme der Wasserspiegelerhöhung mit der Überströmungshöhe als gute Näherung zutreffend ist, sind die Festlegungen des Grenzwertes von  $y_0/k$  auf 3,5 und der  $\Delta y_{gr}$ -Wert unsicher. Es ist z.B. unbekannt, inwieweit diese Werte von der Oberflächenrauheit und der Form des Störkörpers sowie der Geometrie des Gerinnes beeinflusst werden. Bei genauer Kenntnis dieser Werte kann jedoch die Gl. (9.5) leicht modifiziert werden.

Die Gln. (9.5a) und (9.5b) basieren auf Überlegungen, die an sehr breiten Rechteckgerinnen gewonnen wurden. Inwieweit z.B. die Gerinnegeometrie (Rechteckgerinne oder Trapezgerinne) bzw. in gegliederten Trapezgerinnen die Vorlandbreite und die Vorlandrauheit Einfluss auf die Stauhöhe haben, ist unbekannt.

#### F9.2.2 Bestimmung des Widerstands- und Verlustbeiwertes einer Insel

Die Abschätzung des Energieverlustes, der durch eine Insel verursacht wird, kann wiederum in erster Näherung mit Hilfe der Verlustbeiwerte aus der Theorie der Pfeiler- und Stützenumströmung erfolgen. In Abb. F9.4 sind die von KOBUS ET AL. [1979] zusammengestellten Widerstands- und Verlustbeiwerte für Pfeiler und Stützen dargestellt.

Zwischen dem Widerstandsbeiwert  $C_W$  und dem Verlustbeiwert  $\zeta$  besteht folgender Zusammenhang (siehe auch Kap. 2.2):

$$\zeta = \frac{A_{\perp}}{A_1} \cdot C_W \tag{9.6}$$

wobei  $A_{\perp}$  die senkrecht angeströmte Fläche und  $A_1$  die ungestört durchflossene Querschnittsfläche bezeichnet.

Die Verlusthöhe  $h_{v,\delta}$  berechnet sich nach Gl. (9.7) bzw. der Widerstand  $W$  der Insel nach Gl. (9.8):

$$h_{v,\delta} = \zeta \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} \tag{9.7}$$

$$W = C_W \cdot A_{\perp} \cdot \gamma_w \cdot \frac{v_{m,1}^2}{2 \cdot g} \tag{9.8}$$

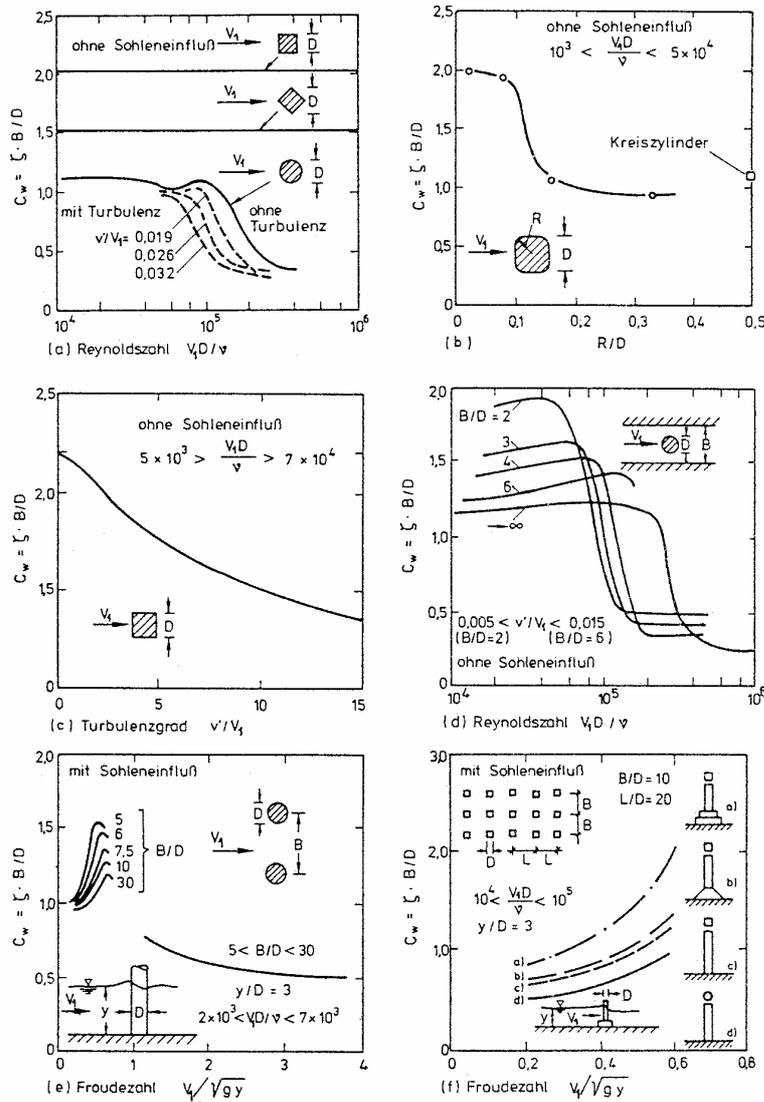
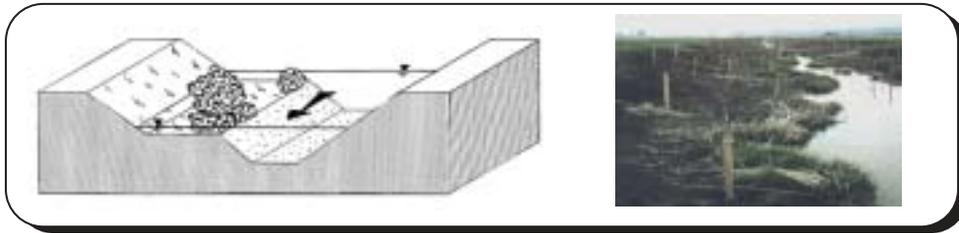


Abb. F9.4: Widerstands- bzw. Verlustbeiwerte für Pfeiler und Stützen (KOBUS ET AL. [1979]).

Zu diesem Thema werden derzeit am Theodor-Rehbock-Laboratorium Untersuchungen durchgeführt, so dass der **Fall 9** „kompakte Gerinne mit Inseln“ demnächst durch verbesserte Ansätze und neuere Ergebnisse vervollständigt werden kann.

## **Fall Nr. 10: "Kompakte Gerinne mit bewachsenem Vorland"**



### **F10.1 Charakteristiken eines kompakten Gerinnes mit bewachsenem Vorland**

Diese Grobstruktur ist dadurch charakterisiert, dass das Gewässer neben dem Hauptgerinne ein schmales Vorland aufweist, das im Gegensatz zur Flachwasserzone (**Fall 4**) nicht die meiste Zeit des Jahres überströmt wird, sondern lediglich im Hochwasserfall. Der schmale Vorlandstreifen ist häufig mit Büschen und/oder Bäumen bestanden. Der Bewuchs wird je nach Größe und Anordnung über-, durch- oder hinterströmt.

### **F10.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines kompakten Gerinnes mit bewachsenem Vorland**

Die Berechnung des Fließwiderstandes eines kompakten Querschnitts mit bewachsenem Vorland kann nicht einem bestimmten Widerstandsverhalten zugeordnet werden, sondern diese Grobstruktur stellt einen Grenzfall zwischen verschiedenen Rauheitsstrukturen dar. Aus diesem Grund wird hier kein Berechnungsablauf und auch kein gesondertes Berechnungsbeispiel angegeben, sondern auf die verschiedenen Fälle verwiesen.

Ist das Vorland relativ gleichmäßig mit niedrigem Buschbewuchs bestanden, dann wirkt sich die Vegetation im Hochwasserfall wie eine homogene Oberflächenrauheit aus und der Gewässerabschnitt wird entsprechend **Fall 4** bzw. **Fall 15** berechnet.

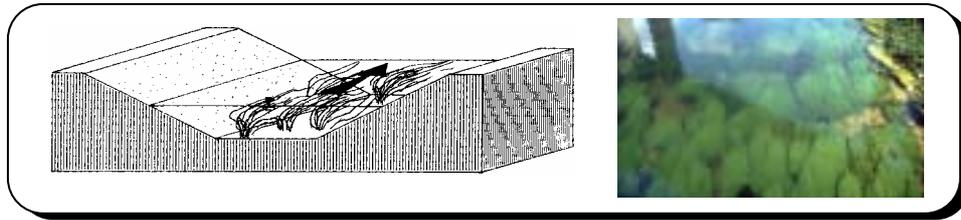
Bei durchgehendem Bewuchs mit höheren Büschen und/oder Bäumen erfolgt die Bestimmung des Fließwiderstandes entsprechend **Fall 7** bzw. **Fall 16**. Voraussetzung ist hier, der Gewässerabschnitt ist so lang, dass sich annähernd Normalabfluss einstellen kann.

Wenn das Vorland mit einem Bewuchssaum entlang des Mittelwasserbettes bestanden ist, dann wird der Bewuchs bei Hochwasser hinterströmt, so dass der Abfluss auf dem Vorland und im Hauptgerinne getrennt erfolgt. Diese Grobstruktur entspricht ebenfalls **Fall 7**, wobei wiederum Voraussetzung ist, dass die Länge des Saumes Normalabflussverhältnisse zulässt.

Ist die Voraussetzung zum Einstellen von Normalabfluss nicht gegeben, d.h. das Vorland ist mit Busch- und/oder Baumgruppen bestanden, dann wirkt sich der Bewuchs nicht mehr als inhomogene Oberflächenrauheit (**Fall 7**) aus, sondern als Formwiderstand. Der Bewuchs verursacht also eine Anhebung des Wasserspiegels im oberstromigen Abschnitt und eine Wasserspiegelabsenkung im Bereich des Bewuchses. Die Bestimmung des Fließwiderstands dieser Rauheitsstruktur erfolgt entsprechend **Fall 9** bzw. **Fall 17**.



## Fall Nr. 11: „Kompakte Gerinne mit Verkrautung“



### F11.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit Verkrautung

Insbesondere bei fehlender Beschattung des Gewässers können in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit im Flussbett unterschiedliche Vegetationstypen wachsen. Bei geringen Fließgeschwindigkeiten und stabilen Gewässersohlen ist eine Verankerung der Wurzeln möglich, so dass sich hier flutende Vegetation, wie Hahnenfuß (*Ranunculus*) und Wasserstern (*Callitriche*) ausbilden kann. Diese biegsamen Pflanzen wachsen bis an die Wasseroberfläche. Ihre Blätter können dichte Matten bilden, die den Fließwiderstand des Gerinnes wesentlich erhöhen. Auf mobilen Sohlen kann eine derartige Vegetation nicht existieren. Die stabile Sohle schnell fließender Gewässer ist dagegen häufig mit niederen Pflanzen, wie Moosen und Algen, bewachsen.

### F11.2 Bestimmung des Widerstandsverhaltens eines Gerinnes mit Verkrautung

Das Widerstandsverhalten eines Gewässers mit aquatischer Vegetation unterscheidet sich grundlegend von einem Gewässer ohne Bewuchs. Je stärker der Bewuchs, desto größer ist der Fließwiderstand. Nach Ernte oder Absterben der Vegetation verringert sich der Fließwiderstand wieder.

In der Literatur finden sich zahlreiche exemplarische Untersuchungen zur Abschätzung der Auswirkung der Vegetation auf den Fließwiderstand von Gewässern. Eine Methode zur Bestimmung der Auswirkung von aquatischer Vegetation auf das Widerstandsverhalten, die hier vorgestellt werden soll, wird vom HYDRAULICS RESEARCH LABORATORY in Wallingford [1988] angegeben. Es ist eine empirische Beziehung, die auf dem Manning - Beiwert  $n$  basiert und durch zahlreiche Feldversuche verifiziert wurde.

Die Gleichung vom HYDRAULICS RESEARCH LABORATORY in Wallingford zur Bestimmung des Manning-Beiwertes  $n_c$  verkrauteter Gewässer lautet:

$$n_c = n + b \cdot \frac{K}{Fr} \quad (11.1)$$

mit:

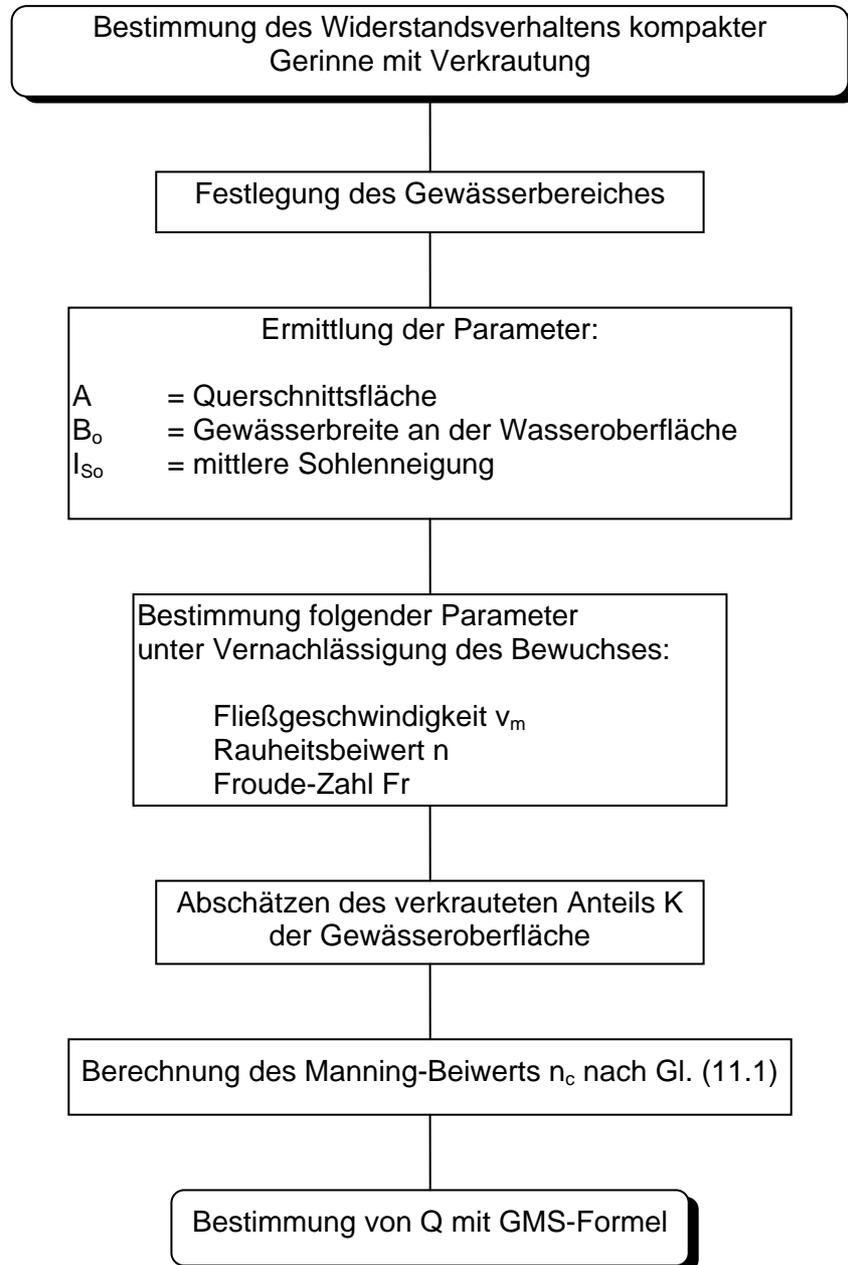
- $n$  = Manning - Beiwert des Gewässers ohne Vegetation
- $b$   $\approx 0,02$  (gewässerspezifische Konstante)
- $K$  = Anteil der mit Vegetation bedeckten Wasseroberfläche
- $Fr$  = Froude-Zahl ohne Berücksichtigung der Vegetation

Der in Gl. (11.1) enthaltene  $K$  - Wert für den Anteil der mit flutender Vegetation bedeckten Wasseroberfläche kann auf unterschiedliche Arten bestimmt werden, z.B. durch Begehung des Gewässers und Vermessen des Pflanzenbewuchses oder durch Überfliegung mit einem Modellflugzeug und Fotografieren der Wasseroberfläche. Letzteres kann durch Lichtreflexionen auf der Wasseroberfläche oder aufgrund von mangelndem Farbkontrast bei Algenwuchs problematisch werden.

In dem nach Gl. (11.1) berechneten Widerstandsbeiwert ist sowohl die Rauheitswirkung der aquatischen Vegetation als auch die Rauheit der Sohle und der Ufer erfasst.

Zur Zeit werden an unterschiedlichen Instituten wie z.B. dem Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale der Universität Trento in Italien und dem Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung in Wien sowie der Universität für Bodenkultur, Arbeitsbereich Ingenieurbiologie und Landschaftsbau, ebenfalls Wien, die Abflusskapazität verkrauteter Gewässer systematisch im Modell und in der Natur untersucht, so dass das Widerstandsverhalten dieser Grobstruktur demnächst durch neuere Erkenntnisse ergänzt und erweitert werden kann.

### F11.2.1 Berechnungsablauf





### F11.2.2 Berechnungsbeispiel

1. Annahme hydraulischer Parameter für ein Gewässer mit aquatischer Vegetation

$$\begin{aligned} A &= 48 \text{ m}^2 \\ B_o &= 24 \text{ m} \\ y &= 2 \text{ m} \\ I_{So} &= 0,001 \\ R &= \frac{A}{U} = \frac{48}{24 + 2 \cdot 2} = 1,71 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Bestimmung der Parameter ohne Berücksichtigung der Vegetation

$$\begin{aligned} k_{St} &= 35,7 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \Rightarrow n = 0,028 \text{ s/m}^{1/3} \\ Q &= k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \cdot A = 35,7 \cdot 1,71^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 48 = 77,49 \text{ m}^3/\text{s} \\ v_m &= \frac{Q}{A} = \frac{77,49}{48} = 1,6 \text{ m/s} \\ Fr &= \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot A / B_o}} = \frac{1,6}{\sqrt{9,81 \cdot 48 / 24}} = 0,362 \end{aligned}$$

3. Bestimmung des bewachsenen Anteils der Wasseroberfläche

$$K = 0,15 \text{ (15 \%)}$$

4. Berechnung von  $n_c$

$$\begin{aligned} n_c &= n + 0,02 \cdot \frac{K}{Fr} = 0,028 + 0,02 \cdot \frac{0,15}{0,362} = 0,036 \text{ s/m}^{1/3} \\ k_{Stc} &= \frac{1}{n_c} = 27,6 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \end{aligned}$$

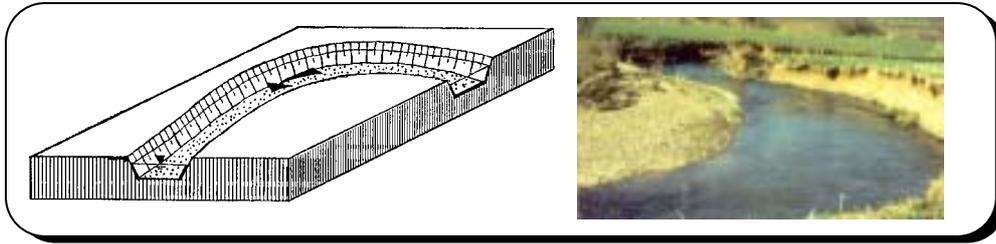
5. Bestimmung von Q mit GMS - Formel

$$Q = k_{Stc} \cdot R^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \cdot A = 27,6 \cdot 1,71^{2/3} \cdot 0,001^{1/2} \cdot 48 = 60,0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Der Bewuchs bewirkt einen Leistungsabfall von ca. 22 %.



## Fall Nr. 12: "Kompakte Gewässer mit Krümmung"



### F12.1 Charakteristiken eines kompakten Gewässers mit Krümmung

Gerinnekrümmungen eines Gewässers sind besonders durch eine Erhöhung der Wasserspiegellage am Außenufer bei gleichzeitiger Absenkung am Innenufer charakterisiert. Die daraus resultierende Sekundärströmung überlagert sich mit der axialen Hauptströmung zu dem für Krümmungen typischen Phänomen der Spiralströmung. Gerinnekrümmungen weisen im Allgemeinen unterschiedliche Rauheiten zwischen Prall- und Gleitufer auf, wobei diese entlang der jeweiligen Böschungen nahezu gleichmäßig angeordnet sind. Krümmungen zeichnen sich in ihrer *Linienführung* durch eine relativ geringe Längenausdehnung aus. Im Grunde genommen fällt die Grobstruktur „Krümmung“ in die Kategorie *Formwiderstand* und wird in ihrer Widerstandswirkung auch als solche berechnet. Als Element der Linienführung eines Gewässers kann die Gerinnekrümmung also beiden Kategorien zugeordnet werden.

### F12.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines kompakten Gewässers mit Krümmung

Eine Umlenkung oder Krümmung in einem Fließgewässer verursacht Veränderungen in der Geschwindigkeitsverteilung und damit verbunden örtliche Energieverluste. Infolge der Krümmung wirkt auf die Wasserpartikel eine radiale nach außen gerichtete Zentrifugalkraft. Dies führt, wie in Abb. F12.1 dargestellt, zu einer Erhöhung der Wasserspiegellage am Außenufer (mit  $h_a(\theta)$  bezeichnet) bei gleichzeitiger Absenkung am Innenufer ( $h_i(\theta)$ ). Der aus dieser Überhöhung resultierende größere hydrostatische Druck an der Kurvenaußenseite bewirkt eine zur Kurveninnenseite gerichtete Strömung  $u_r(z)$  der Wasserpartikel in Sohlennähe. Die so entstehende Sekundärströmung, die auch als Prandtlische Sekundärströmung erster Ordnung bezeichnet wird (STEIN [1990]), überlagert sich mit der axialen Hauptströmung  $u_0(z)$  zu dem für Krümmungen typischen Phänomen der Spiralströmung. Aus dieser Spiralströmung ergibt sich für die Stromlinien die Tendenz, sich an der Oberfläche dem Außenufer und an der Sohle dem Innenufer zu nähern (Abb. F12.2).

In rechteckigen Gerinnekrümmungen wandert nach ROZOVSKII [1957] das Maximum der über die Tiefe gemittelten Geschwindigkeit am Eingang nach innen. Im Verlauf der Kurve wechselt es die Seite und befindet sich am Kurvenausgang an der Außenseite. In natürlichen Gewässern mit erodierbarer Sohle verläuft durch den unsymmetrischen und außen tieferen Gerinnequerschnitt dagegen das Geschwindigkeitsmaximum an der Kurvenaußenseite. Für große relative Breiten ( $B/h > 10$ ) ist die Axialgeschwindigkeit  $u_0(z)$  logarithmisch über die Wassertiefe verteilt (STEIN [1990]), so dass bei der Berechnung des Widerstandsverhaltens von Krümmungen eine analoge Vorgehensweise wie in den vorangegangenen Fällen möglich ist.

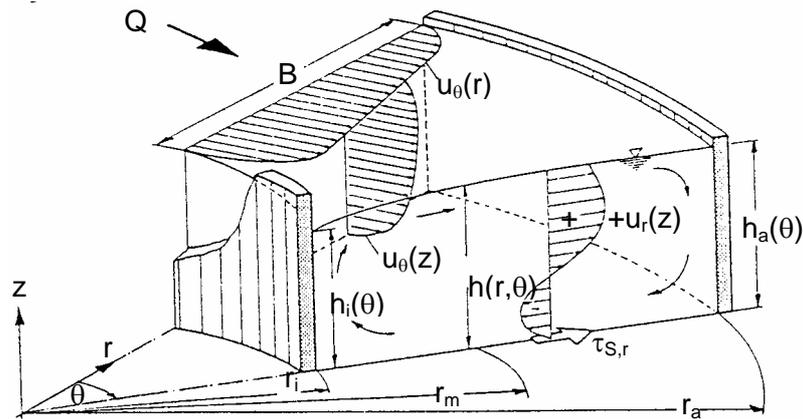


Abb. F12.1: Strömungsvorgänge in einem gekrümmten, kompakten Gewässer (aus: STEIN [1990]).

Die Sekundärströmung und die ihr zugeordneten physikalischen Prozesse bewirken einen im Vergleich zum geraden Gerinne höheren Energieverlust, der das Widerstandsverhalten einer Krümmung maßgeblich beeinflusst. Aufgrund der dreidimensionalen Strömungsstruktur wird es häufig vermieden, mittels vereinfachender Annahmen eine eindimensionale Berechnung der Verluste durchzuführen. Dass dies jedoch zumindest für kompakte Gerinne möglich ist, soll anhand der nachfolgenden Verfahren gezeigt werden.

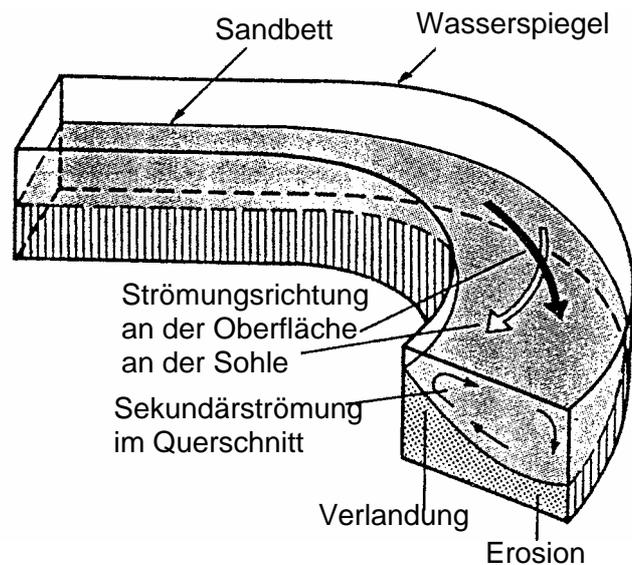


Abb. F12.2: Sekundärströmung sowie Strömungsrichtung an der Oberfläche und an der Sohle in einer Krümmung (aus: NAUDASCHER [1992]).

Bei der Ermittlung des Widerstandsverhaltens von Krümmungen sind zwei Vorgehensweisen üblich (DITTRICH [1998]). Die eine behandelt den durch Krümmungen verursachten Energiehöhenverlust als ein örtliches Widerstandsproblem (Gl. 12.1) und die andere als einen kontinuierlichen Vorgang (Gl. 12.2). Im ersten Fall kann für den Gesamtenergieverlust  $h_v$  (= Verlusthöhe) in Krümmungen der Ansatz gemacht werden (siehe **Kap. 2.1.2**, Gl. 2.13):

$$h_v = h_{v,\delta} = \zeta_k \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} \quad (12.1)$$

mit:

- $h_{v,\delta}$  = örtliche Verlusthöhe
- $\zeta_k$  = Verlustbeiwert eines Gewässerabschnittes mit Krümmung
- $v_m$  = mittlere Fließgeschwindigkeit vor der Krümmung

Im zweiten Fall kann der Gesamtenergieverlust  $h_v$  in Krümmungen wie folgt berechnet werden (siehe auch Kap. 2.1.1, Gl. 2.3 u. Gl. 2.7):

$$h_v = h_{v,r} = \lambda \cdot \frac{L}{4 \cdot R} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} \quad (12.2)$$

mit:  $\lambda$  = Gesamtwiderstandsbeiwert eines Gewässerabschnittes mit Krümmung  
 $L$  = Länge (Talweg) des Krümmungsabschnittes

Für den Widerstandsbeiwert  $\lambda$  kann analog dem durchströmten Bewuchs (siehe **Fall 7**) geschrieben werden:

$$\lambda = \lambda_k + \lambda_R \quad (12.3)$$

mit:  $\lambda_k$  = Widerstandsbeiwert der Krümmung (Formwiderstand)  
 $\lambda_R$  = Widerstandsbeiwert infolge Sohlen- und Wandreibung eines vergleichbaren geraden Gewässerabschnittes (Reibungswiderstand)

Zwischen dem Verlustbeiwert  $\zeta_k$  und dem Widerstandsbeiwert  $\lambda_k$  besteht folgender Zusammenhang (Kombination von Gl. 12.1 und Gl. 12.2):

$$\zeta_k = \lambda_k \cdot \frac{L}{4 \cdot R} \quad (12.4)$$

Aufgrund dieses Zusammenhanges können die aufbereiteten Fließformeln auch zur Bestimmung des Verlustbeiwertes  $\zeta_k$  verwendet werden. Zum Beispiel gilt für den Widerstandsbeiwert  $\lambda_R$  (siehe Kap. 2.1.1, Gln. 2.4 u. 2.18, **Fall 2** Gl. 2.3):

$$\lambda_R = \frac{8 \cdot g}{C^2} \quad (12.5a)$$

$$\lambda_R = \frac{8 \cdot g \cdot n^2}{R^{1/3}} = \frac{8 \cdot g}{R^{1/3} \cdot k_{St}^2} \quad (12.5b)$$

und 
$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_R}} = \frac{v_m}{v_0^*} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R \cdot I_{So}}} = 2,5 \cdot \ln\left(\frac{R}{k_s}\right) + 2,5 \cdot \ln(14,83 \cdot f) \quad (12.5c)$$

Mittels einer Dimensionsanalyse stellte SHUKRY [1949] fest, dass der Verlustbeiwert  $\zeta_k$  von folgenden Parametern abhängig ist:

$$\zeta_k = f\left(\text{Re}, \text{Fr}, \frac{y}{B}, \frac{r_m}{B}, \frac{\theta}{180^\circ}\right) \quad (12.6)$$

wobei  $\text{Re} = v_m \cdot y / \nu$ ,  $\text{Fr} = v_m / (g \cdot y)^{1/2}$  und  $y/B$  die Reynolds-Zahl, die Froude-Zahl und die relative Wassertiefe sind sowie  $r_m/B$  und  $\theta/180^\circ$  krümmungsspezifische Parameter. Der Parameter  $r_m/B$  ist die relative Krümmung (mit:  $r_m$  = mittlerer Krümmungsradius) und der Parameter  $\theta/180^\circ$  der relative Krümmungswinkel (mit:  $\theta$  = Krümmungswinkel).

Über die Bedeutung der ersten drei Parameter für den Verlustbeiwert  $\zeta_k$ , die insbesondere bei der Simulation natürlicher Krümmungen in kleinmaßstäblichen Laborgerinnen von Bedeutung sind, existieren in

der Literatur widersprüchliche Auffassungen. Je nach Autor werden den einzelnen Parametern unterschiedlich hohe Einflussgrade nachgewiesen (STEIN [1990]). Einigkeit besteht dagegen über den Einfluss der relativen Krümmung. Je größer das Verhältnis von  $r_m/B$  ist, umso geringer sind die Energieverluste. Für rechteckige Laborgerinne wird von SHUKRY [1949] sowie von SOLIMAN und TINNEY [1968] ein Grenzwert von  $r_m/B = 3$  angegeben. Bei höheren Verhältniswerten entsprechen die Verluste in etwa denen eines geraden Gerinnes.

In den Laboruntersuchungen wurden häufig, wie z.B. bei den Experimenten von SHUKRY [1949], Reynolds-Zahlen erreicht, die nicht größer als  $8 \cdot 10^4$  sind. In der Natur liegen die Reynolds-Zahlen dagegen zumeist um eine bis zwei Größenordnungen höher. Nach SOLIMAN UND TINNEY [1968] kann jedoch der Reynoldszahl-Effekt für  $Re > 3 \cdot 10^4$  vernachlässigt werden. Dies ist zwar nicht in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von SHUKRY, doch stellte auch dieser fest, dass die Reynolds-Effekte mit wachsender Reynolds-Zahl geringer werden. Dieses berechtigt zu der Annahme, dass für große Reynolds-Zahlen, wie sie in der Natur vorkommen, der Re-Einfluss vernachlässigbar gering ist.

In Gl. (12.6) wird weiterhin angenommen, dass der Verlustbeiwert neben der Froude-Zahl auch von der relativen Wassertiefe bzw. der Breite abhängig ist. Letzteres ist einleuchtend, da sowohl Ausdehnung als auch Form der Sekundärströmung durch die geometrischen Randbedingungen von Wassertiefe und -breite begrenzt werden. NAUDASCHER [1992] konnte zeigen, dass sich die Froude-Zahl für eine bestimmte Gerinnekrümmung bei strömendem Abfluss nicht wesentlich mit dem Abfluss ändert, so dass für diese der Krümmungsverlust mit Recht nur mit geometrischen Parametern in Verbindung gebracht werden kann. Werden jedoch zwei geometrisch ähnliche Krümmungen mit unterschiedlichen Froude-Zahlen verglichen, dann muss i.a. mit Unterschieden im Verlustbeiwert bzw. Widerstandsbeiwert gerechnet werden, auch wenn der Abfluss strömend ist. Da eine exakte Bestimmung des Energieverlustes in einer einzigen Gerinnekrümmung schwierig ist, wurden von HAYAT sechs hintereinandergeschaltete  $90^\circ$ -Krümmungen mit rechteckförmigem Querschnitt auf den Einfluss der Froude-Zahl untersucht (aus: ROUSE [1965]). Diese Experimente haben ergeben, dass der durch die Froude-Zahl gekennzeichnete Schwere- oder Welleneffekt tatsächlich auch bei  $Fr < 1$  vorhanden ist und nur bei größerem Breiten-Tiefenverhältnis von  $B/y > 16$  vernachlässigbar wird. Da in der Natur aber häufig das Verhältnis  $B/y > 16$  ist, ist damit auch der Froude-Einfluss von untergeordneter Bedeutung (DITTRICH [1998]).

Aufbauend auf diesen Grundsatzüberlegungen sollen nachfolgend bekannte Verfahren zur Berechnung der Verlust- und Widerstandsbeiwerte von Krümmungen vorgestellt werden. Hierbei werden nur einige wenige Grundgleichungen und Diagramme angegeben. Eine detaillierte Beschreibung und Erläuterung der Verfahren ist u.a. in dem Bericht EX 1799 des Hydrauliklabors HYDRAULICS RESEARCH, WALLINGFORD [1988] zu finden.

**SHUKRY [1949]** führte den Energieverlust  $h_v$  in einer Krümmung auf die Bestimmung des Verlustbeiwertes  $\zeta_k$  zurück (siehe auch Gl. 12.1). Das von SHUKRY verwendete Laborgerinne war aus Stahlblechen gefertigt und mit einem glatten Anstrich versehen. Es war horizontal gelagert, so dass keine unterschiedlichen Sohlenneigungen untersucht werden konnten. Der Versuchsaufbau bestand aus verschiedenen getrennten geraden und gekrümmten Elementen, so dass sich jede gewünschte Linienführung mit den verschiedenen Elementen generieren ließ. Im untersuchten System gab es jeweils nur eine Krümmung mit einem tangentialen Übergang in die geraden Gerinnestrecken. Trotz dieser Anordnung musste SHUKRY feststellen, dass die Anströmung der Krümmung bereits mit einer Sekundärströmung behaftet war, die allerdings der durch die Krümmung induzierten Sekundärströmung entgegengerichtet verlief und diese damit abschwächte. In der Erörterung seiner Resultate bemerkte SHUKRY, dass sich dadurch möglicherweise die im Vergleich zu anderen Autoren verhältnismäßig niedrigen Werte für den durch die Krümmung bedingten Verlustbeiwert  $\zeta_k$  erklären lassen. In dem hydraulisch glatten Rechteckgerinne

wurden die Parameter  $Re$ ,  $r_m/B$ ,  $y/B$  und  $\theta/180^\circ$  variiert. Dabei wurden die vier Parameter innerhalb folgender Bereiche untersucht:

$$\begin{array}{ll} Re & = 1 \cdot 10^4 \text{ bis } 8 \cdot 10^4 \\ \theta/180^\circ & = 0,25 \text{ bis } 1,0 \quad \text{bzw.} \quad \theta = 45^\circ \text{ bis } 180^\circ \\ r_m/B & = 0,5 \text{ bis } 3,0. \end{array}$$

Mittels dieser Parameter erstellte SHUKRY [1949] sechs Diagramme (siehe Abb. F12.3), mit denen der Verlustbeiwert  $\zeta_k$  einer Krümmung für ein glattes, enges Rechteckgerinne bestimmt werden kann. Um den Verlustbeiwert innerhalb der vorgegebenen Grenzen für jeden beliebigen Fall abschätzen zu können, wird  $\zeta_k$  zunächst in Abhängigkeit von zwei der angegebenen Parameter bestimmt und dann unter Berücksichtigung des dritten und vierten Parameters fortlaufend angepasst. Die Bestimmung des Verlustbeiwertes  $\zeta_k$  über eine solche Interpolation ist beispielhaft u.a. in dem Buch von NAUDASCHER [1992] dokumentiert. Aufgrund des engen Variationsbereiches der Parameter (z.B.:  $y/B = 0,6$  bis  $1,2$ ) kann dieser Ansatz nur bedingt auf natürliche Fließgewässer übertragen werden.

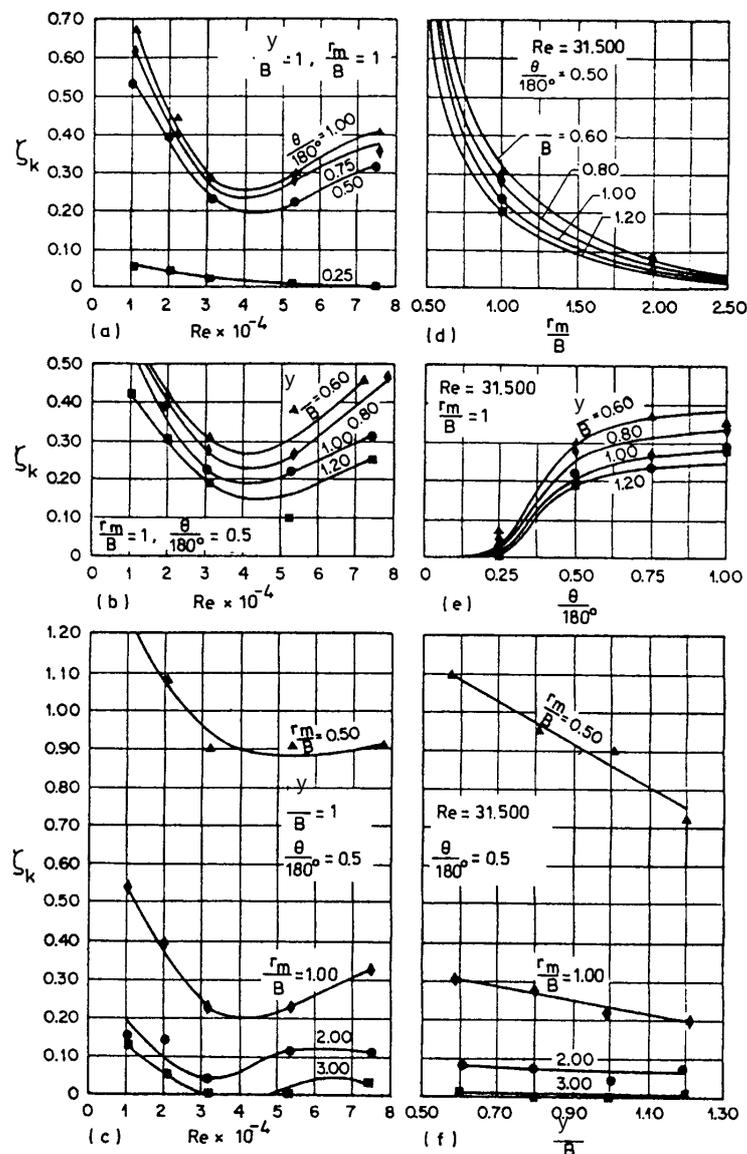


Abb. F12.3: Krümmungsverlustbeiwerte  $\zeta_k$  für glatte Rechteckgerinne nach SHUKRY [1949].

Das Verfahren von **ROZOVSKII [1957]** basiert auf einer theoretischen und experimentellen Studie über die Strömung in Krümmungen. Unter Vernachlässigung von Einflussfaktoren mit einem geringen Verlustanteil gibt ROZOVSKII für ein breites Rechteckgerinne mit gleichförmiger Geschwindigkeitsverteilung zu Beginn der Krümmung folgende Bestimmungsgleichung für den Gesamtenergieverlust  $h_v$  an:

$$h_v = \left( \frac{24 \cdot \sqrt{g}}{C} + \frac{60 \cdot g}{C^2} \right) \cdot \frac{y \cdot L}{r_m^2} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} \quad (12.7)$$

Gl. (12.7) ist zu entnehmen, dass der Verlustbeiwert einer Krümmung breiter Gewässer direkt proportional zur Wassertiefe  $y$  und der Länge  $L$  des Krümmungsabschnittes sowie umgekehrt proportional zum Quadrat des Krümmungsradius  $r_m$  ist. Weiterhin folgt aus Gl. (12.7), dass  $h_v$  mit zunehmender Rauheit der Berandungen bzw. abnehmendem Chezy-Beiwert  $C$  zunimmt.

Da ROZOVSKII nur wenige Labordaten vorlagen, konnte er seinen Ansatz nicht auf Allgemeingültigkeit überprüfen. Eine solche Überprüfung haben **AGARWAL ET AL. [1984]** anhand von Naturdaten vorgenommen und festgestellt, dass die nach Gl. (12.7) erhaltenen Werte i.a. viel zu niedrig sind. Für diese Überprüfung haben AGARWAL ET AL. die von ROZOVSKII angegebene Gleichung in der Weise umgeformt, dass sie das Verhältnis  $L/r_m$  (auch als Bogenmaß bekannt) durch den Krümmungswinkel  $\theta$  ersetzen. Da aber gilt:

$$L/r_m = x = (2\pi/360^\circ) \cdot \theta$$

und damit  $\theta = 360^\circ/2\pi \cdot x$

oder  $\theta \cong 57,3 \cdot x$ ,

ist es nicht weiter verwunderlich, dass die von AGARWAL ET AL. berechneten Werte zu niedrig ausfallen. Auf Grund dieser nicht korrekten Umformung der Gl. (12.7) steht somit weiterhin die Validierung des Ansatzes von ROZOVSKII aus. Der Ansatz von AGARWAL ET AL. selbst soll hier nicht vorgestellt werden, da er für eine einfache praktische Abschätzung des Verlust- und Widerstandsverhaltens von Krümmungen zu unhandlich ist und Parameter enthält, die häufig nicht vorliegen.

**LEOPOLD ET AL. [1960]** untersuchten im Labor den Einfluss von Gerinnekrümmungen, in dem sie das Widerstandsverhalten gerader Gerinne mit demjenigen sinusförmiger Gerinne verglichen. Die Gerinne hatten einen trapezförmigen Querschnitt und wurden mit nicht kohäsivem Material modelliert. Um das Material vor Auskolkungen zu schützen, wurde es mit einem Speziallack besprüht. In diesen Gerinnen wurde vor allem der Einfluss der Wassertiefe, der Wellenlänge und Amplitude der Mäander und der Sohlenneigung auf das Widerstandsverhalten untersucht.

LEOPOLD ET AL. erhielten aus diesen Untersuchungen als wesentliches Ergebnis, dass für kleine Froude-Zahlen (strömender Abfluss) der Krümmungswiderstand  $\lambda_k$  proportional mit dem Quotienten aus Gerinnebreite  $B$  und Krümmungsradius  $r_m$  ansteigt. Für Froude-Zahlen über einem kritischen Schwellenwert  $Fr_c$  ist der Zusammenhang zwischen diesen Größen aufgrund eines zusätzlich auftretenden Energieverlustes nicht mehr linear. In Abb. F12.4 ist der Quotient aus Krümmungswiderstand  $\lambda_k$  und Widerstand  $\lambda_R$  eines vergleichbaren geraden Gerinnes über den Quotienten  $B/r_m$  für Froude-Zahlen unterhalb des Schwellenwertes aufgetragen. Abb. F12.4 verdeutlicht, dass der Widerstand und damit verbunden der Energieverlust von Krümmungen in der gleichen Größenordnung liegt wie der Verlust infolge von Sohlen- und Wandreibung gerader Gerinne und in engen Krümmungen sogar doppelt so groß sein kann.

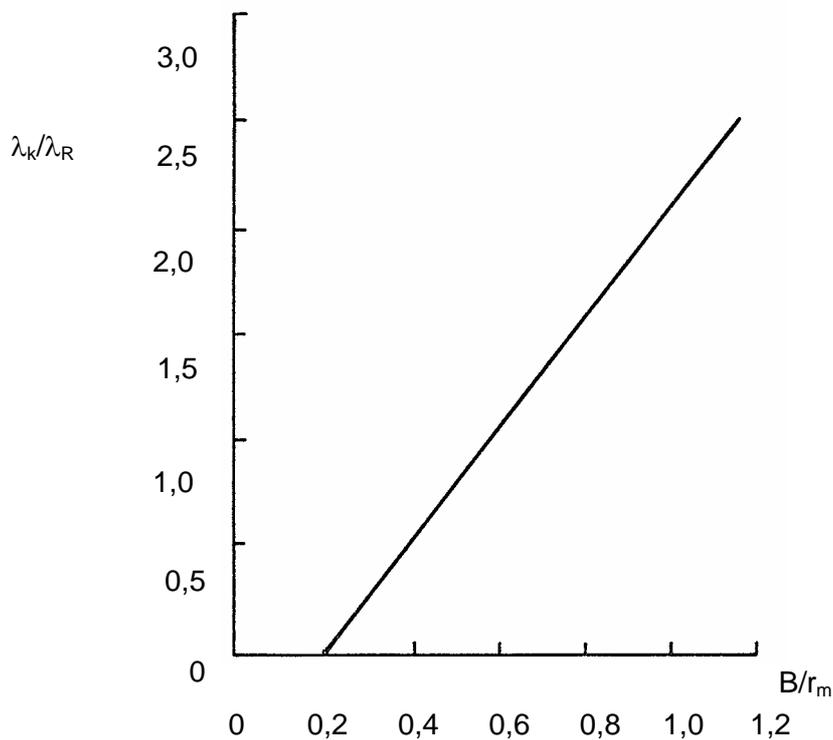


Abb. F12.4: Der Quotient aus den beiden Widerstandsbeiwerten  $\lambda_k$  und  $\lambda_R$  als Funktion des Quotienten aus Gerinnebreite  $B$  und Krümmungsradius  $r_m$  (aus: LEOPOLD ET AL. [1960]; modifiziert nach WALLINGFORD [1988]).

Zur Bestimmung des Schwellenwertes  $Fr_c$  entwickelten LEOPOLD ET AL., basierend auf theoretischen Überlegungen, je eine Bestimmungsgleichung für rechteckige und trapezförmige Gerinne. Die funktionalen Zusammenhänge dieser beiden Gleichungen sind in Abb. F12.5 graphisch dargestellt. Abb. F12.5 zeigt den Verlauf der kritischen Froude-Zahl  $Fr_c$  (im Quadrat!) als Funktion des Quotienten aus Gerinnebreite  $B$  und Krümmungsradius  $r_m$  sowie des Wassertiefenverhältnisses  $a$  (= aktuelle Wassertiefe zu mittlerer Wassertiefe). Die gestrichelte Kurve entspricht den funktionalen Zusammenhängen von Rechteckgerinnen und die durchgezogenen Kurven Gerinnen mit geneigten Böschungen und unterschiedlichen Werten für den Parameter  $a$ . Nach den Ausführungen der Autoren kann für die meisten Gerinnetypen jedoch näherungsweise der gestrichelte Kurvenverlauf zugrundegelegt werden.

LEOPOLD ET AL. überprüften diese Beziehungen mittels Naturdaten, die sie für den bordvollen Abfluss an 62 Messstellen in den USA erhielten. Die an diesen Stellen ermittelten Froude-Zahlen bewegten sich in einem engen Bereich von  $Fr_c = 0,4 \div 0,61$  (dabei lieferten über 90% der Daten Froude-Zahlen von  $Fr_c < 0,45$ ) und es ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten. Da die gemessenen Froude-Zahlen ( $Fr_c^2 = 0,16 \div 0,20$  bzw.  $0,37$ ) deutlich unterhalb des gestrichelten Kurvenverlaufes in Abb. F12.5 lagen, zogen LEOPOLD ET AL. aus dieser Studie die Schlussfolgerung, dass die in Abb. F12.4 dargestellte lineare Beziehung zur Abschätzung des Widerstandsverhaltens von Krümmungen auf eine Vielzahl praktischer Fälle anwendbar ist.

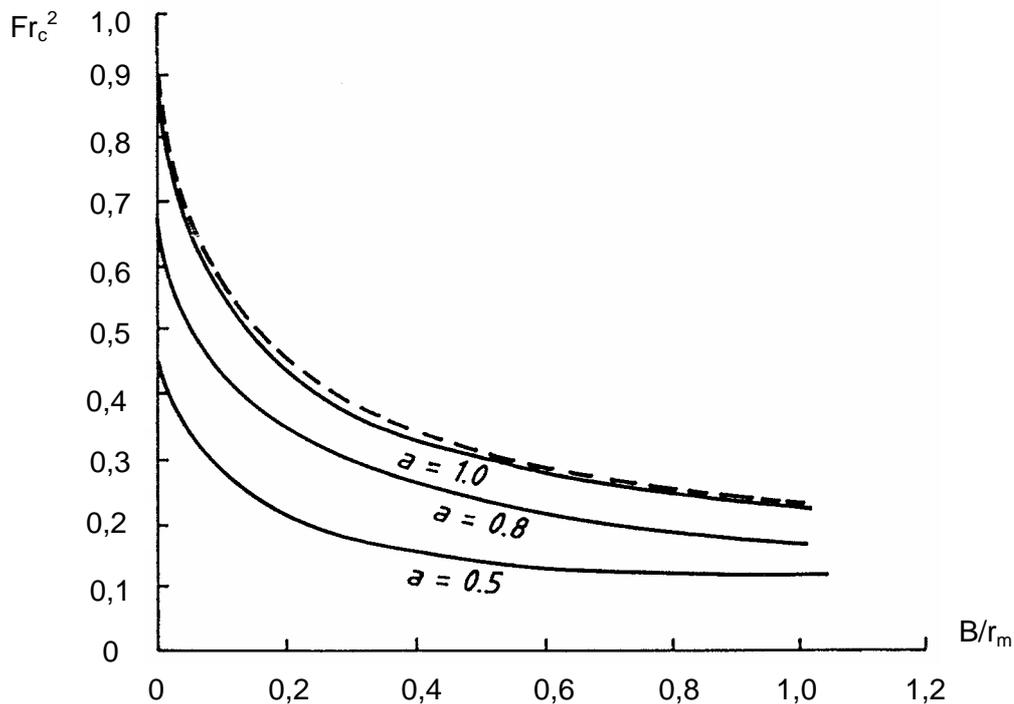


Abb. F12.5: Das Quadrat der kritischen Froude-Zahl  $Fr_c$  als Funktion des Quotienten aus Gerinnebreite  $B$  und Krümmungsradius  $r_m$  sowie des Wassertiefenverhältnisses  $a$  (aus: LEOPOLD ET AL. [1960]).

Aus vergleichenden Untersuchungen in geraden und gekrümmten Gerinnen zogen **TOEBES und SOOKY [1967]** ähnliche Schlussfolgerungen wie LEOPOLD ET AL. [1960]: Unterhalb einer kritischen Froude-Zahl besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der Zunahme des Krümmungswiderstandes und des Krümmungsgrades. Oberhalb des kritischen Fr-Wertes führen dagegen erhöhte Energieverluste zu einem abweichenden Verlauf. Die von den beiden Autoren ermittelten kritischen Froude-Zahlen bewegen sich in einem Bereich von  $Fr_c = 0,6 \div 0,8$  und sind damit wesentlich größer als die in natürlichen Gewässern erhaltenen  $Fr_c$ -Werte. Ein wesentlicher Kritikpunkt an den Untersuchungen von TOEBES und SOOKY besteht darin, dass die von ihnen vorgegebenen hydraulischen Radien ( $R = 0,04 \div 0,18$ ) wesentlich kleiner waren, als sie in der Natur vorgefunden werden. Aus diesem Grund werden auch keine weiteren Untersuchungsergebnisse dieser Autoren vorgestellt.

Das Verfahren von **PACHECO-CEBALLOS [1983]** beruht auf einem Vergleich der spezifischen Energiehöhen im Querschnitt mit maximaler Wasserspiegelüberhöhung einer Krümmung und im Querschnitt eines vergleichbaren geraden Gerinnes. Die Anwendung des auf dieser Grundlage erhaltenen Ansatzes gestaltet sich u.a. wegen der Kenntnis der mittleren Wassertiefe im Querschnitt maximaler Wasserspiegelüberhöhung als sehr schwierig. Deshalb entwickelte PACHECO-CEBALLOS auf der Grundlage der Daten von SHUKRY [1949] eine Bestimmungsgleichung für diese Wassertiefe. Damit gelten aber für dieses Verfahren die gleichen Einschränkungen (Randbedingungen) wie für den Ansatz von SHUKRY.

Abschließend kann festgehalten werden, dass für praktische Zwecke von den vorgestellten Verfahren (hierbei wird kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben) zur Abschätzung der Energieverluste von Krümmungen die Ansätze von LEOPOLD ET AL. [1960] und ROZOVSKII [1957] zu empfehlen sind.

### F12.2.1 Berechnungsablauf

Bestimmung des Widerstandsverhaltens von Gewässern mit Krümmungen nach LEOPOLD ET AL. [1960] und ROZOVSKII [1957]

Festlegung des Gewässerabschnittes

Ermittlung der Parameter:

**B** = Breite des Gewässers an der Sohle  
**y** = mittlere Wassertiefe  
**r<sub>m</sub>** = Krümmungsradius  
**θ** = Krümmungswinkel  
**L** = Länge des Talweges im Bereich des Krümmungsabschnittes  
**v<sub>m</sub>** = mittlere Fließgeschwindigkeit

Berechnung des hydraulischen Radius R  
 Ermittlung des Stricklerbeiwertes  $k_{St}$  bzw. des Manningbeiwertes  $n$  (aus Tabellen) und des Chézybeiwertes für einen vergleichbaren geraden Gewässerabschnitt

Bestimmung des Krümmungsquotienten  $B/r_m$

Überprüfung der Gültigkeit des Ansatzes von LEOPOLD ET AL. anhand von Abb. F12.5
 
$$\text{vorh. } Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot y}} \stackrel{!}{<} Fr_c$$

Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda_R$  infolge Sohlen- und Wandreibung eines vergleichbaren geraden Gewässerabschnittes mittels Gl. (12.5b)

Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda_k$  der Krümmung mittels Abb. F12.4

Ermittlung des Gesamtwiderstandsbeiwertes  $\lambda$  (Gl. 12.3)

Ermittlung der Verlusthöhe  $h_v$  nach Gl. (12.2) sowie nach Gl. (12.7)



### F12.2.2 Berechnungsbeispiel

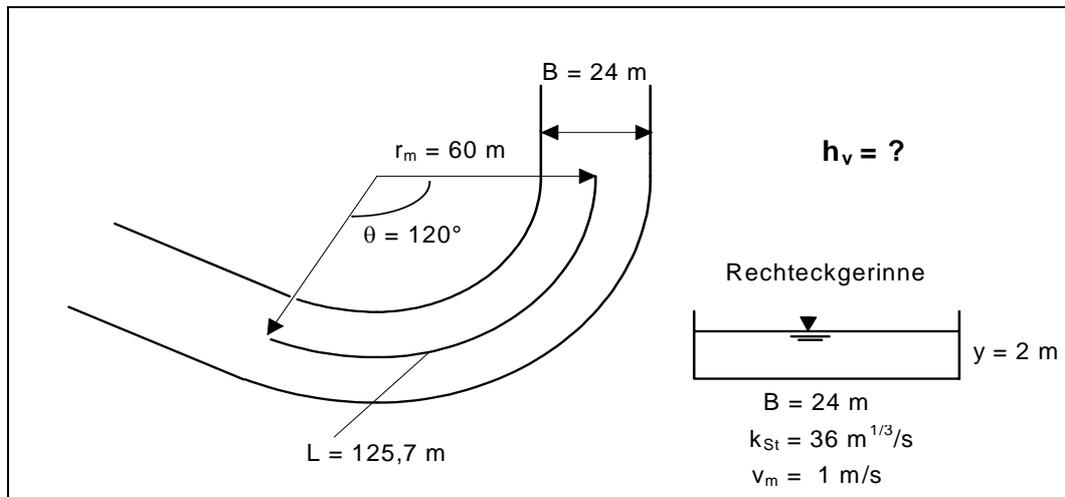


Abb. F12.6: Beispiel einer idealisierten Krümmung.

### Berechnung

- Bestimmung von  $k_{St}$  bzw.  $n$  und  $C$  für einen vergleichbaren geraden Gewässerabschnitt sowie Bestimmung von  $R$  (hier Vorgabe; ansonsten werden die beiden Widerstandsbeiwerte aus Tabellen ermittelt)

$$k_{St} = 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad \Rightarrow \quad n = \frac{1}{k_{St}} = \frac{1}{36} = 0,028 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$R = \frac{A}{U} = \frac{B \cdot y}{B + 2 \cdot y} = \frac{24 \cdot 2}{24 + 2 \cdot 2} = 1,71 \text{ m}$$

Die Kombination von Gl. (2.4) und Gl. (2.5) (**Kap. 2.1.1**) liefert:

$$C = k_{St} \cdot R^{1/6} = 36 \cdot 1,71^{1/6} = 39,4 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

Berechnung des Gesamtenergieverlustes  $h_v$  nach LEOPOLD ET AL. [1960]

- Bestimmung des Krümmungsquotienten  $B/r_m$

$$\frac{B}{r_m} = \frac{24}{60} = 0,4$$

- Überprüfung der Gültigkeit des Ansatzes von LEOPOLD ET AL. [1960]

aus Abb. 12.5:  $Fr_c^2 = 0,35 \quad \Rightarrow \quad Fr_c = 0,59$

vorhandene Froude-Zahl:

$$Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot y}} = \frac{1}{\sqrt{9,81 \cdot 2}} = 0,23$$

Die vorhandene Froude-Zahl ist kleiner als der kritische Schwellenwert  $Fr_c$ , so dass die Gültigkeit des Ansatzes von LEOPOLD ET AL. nachgewiesen ist.

4. Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda_R$  mittels Gl. (12.5b)

$$\lambda_R = \frac{8 \cdot g \cdot n^2}{R^{1/3}} = \frac{8 \cdot 9,81 \cdot 0,028^2}{1,71^{1/3}} = 0,051$$

5. Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda_k$  aus Abb. F12.4

mit  $B/r_m = 0,4$  folgt:  $\lambda_k/\lambda_R = 0,5$

und damit:  $\lambda_k = 0,5 \cdot \lambda_R = 0,5 \cdot 0,051 = 0,025$

6. Bestimmung des Gesamtwiderstandsbeiwertes  $\lambda$  sowie der Verlusthöhe  $h_v$  nach dem Ansatz von LEOPOLD ET AL. [1960]

$$\lambda = \lambda_k + \lambda_R = 0,025 + 0,051 = 0,076$$

$$h_v = \lambda \cdot \frac{L}{4 \cdot R} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} = 0,076 \cdot \frac{125,7}{4 \cdot 1,71} \cdot \frac{1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,07 \text{ m}$$

7. Erhöhung des Manning-Beiwertes infolge der Krümmung

$$n_k = \sqrt{\lambda \cdot \frac{R^{1/3}}{8 \cdot g}} = \sqrt{0,076 \cdot \frac{1,71^{1/3}}{8 \cdot 9,81}} = 0,034 \text{ s/m}^{1/3}$$

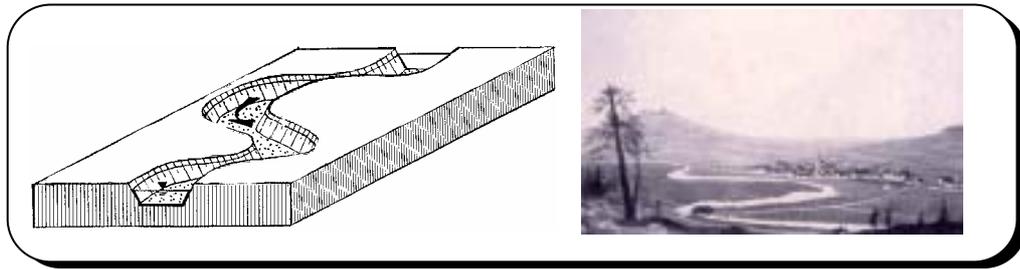
Bestimmung des Gesamtenergieverlustes  $h_v$  nach ROZOVSKII [1957] (Gl. 12.7)

$$h_v = \left( \frac{24 \cdot \sqrt{g}}{C} + \frac{60 \cdot g}{C^2} \right) \cdot \frac{y \cdot L}{r_m^2} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} = \left( \frac{24 \cdot \sqrt{9,81}}{39,4} + \frac{60 \cdot 9,81}{39,4^2} \right) \cdot \frac{2 \cdot 125,7}{60^2} \cdot \frac{1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0081 \text{ m}$$

Zufolge der Krümmung erhöht sich der Widerstandsbeiwert  $n$  gegenüber einem geraden Gewässer von  $n = 0,028$  auf  $n_k = 0,034 \text{ s/m}^{1/3}$ . Die beiden Widerstände aus Krümmung und Wandreibung bewirken längs des Fließweges  $L$  eine Wasserspiegelerhöhung von  $h_v = 7 \text{ cm}$  bzw.  $h_v = 0,81 \text{ cm}$ . Weiterhin ist festzustellen, dass beide Verfahren sehr unterschiedliche Resultate liefern. Da das Verfahren von LEOPOLD ET AL. [1960] teilweise mit Naturdaten verifiziert wurde, ist dieses nach unserem jetzigen Kenntnisstand dem Verfahren von ROZOVSKII [1957] vorzuziehen. Beide Verfahren sollten jedoch mittels Naturdaten überprüft werden.

Anmerkung: In diesem Berechnungsbeispiel wurde die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  vorgegeben. Im Allgemeinen wird diese jedoch nicht bekannt sein. Bei der Kenntnis der mittleren Sohlenneigung  $I_{So}$  kann aber  $v_m$  analog der vorangegangenen Fälle mittels der Fließformeln (siehe z.B. Gl. 12.5c) berechnet werden.

### Fall Nr. 13: "Mäander"



#### F13.1 Charakteristiken eines Mäanders

Ein Mäander kann im Prinzip als Aufeinanderfolge mehrerer Einzelkrümmungen aufgefasst werden. In der Regel lassen sich Mäander durch die Parameter Amplitude (Auslenkung gegenüber einer geraden Flussachse) und Wellenlänge beschreiben, sofern einem Mäander näherungsweise ein regelmäßiger sinusförmiger Verlauf oder eine Abfolge von Kreisbögen zugeordnet werden kann. Analog zu den Krümmungen weisen Mäander an den verschiedenen Ufern und Böschungen unterschiedliche Rauheiten auf. In Bezug auf das Abflussverhalten müssen zunächst zwei Fälle unterschieden werden (STEIN [1990]):

- a) Der Abfluss erfolgt nur im Hauptgerinne
- b) Der Abfluss tritt über die Ufer und findet sowohl im Hauptgerinne als auch auf dem Vorland statt (siehe **Fall 18**)

Für diese beiden Fälle unterscheiden sich die auftretenden Strömungsverhältnisse und das Widerstandsverhalten erheblich (siehe auch **Fall 18**).

#### F13.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines Mäanders

Da nach den Ausführungen in **Fall 12** (Krümmung) bisher vor allem Teiluntersuchungen zur Bestimmung der Energieverluste infolge einer Einzelkrümmung vorliegen, können zu den Verhältnissen in Mäandern nur wenige Ansätze vorgestellt werden.

Steht nach einer Mäanderkurve eine ausreichend lange gerade Nachlaufstrecke zur Verfügung, so können die Kurven getrennt als Einzelkrümmungen gemäß **Fall 12** berechnet werden. Für die Länge der benötigten Nachlaufstrecke  $x_{NL}$  gilt nach STEIN [1990]:

$$x_{NL} = \frac{1,77 \cdot C \cdot y}{\sqrt{g}} \quad (13.1)$$

mit:  $C$  = Chézy-Beiwert

Der Chézy-Beiwert ist hierbei, wie bereits in **Fall 12** ausgeführt, ein Rauheitsmaß ähnlich dem Manning-Beiwert  $n$  und geht aus der empirischen Abflussformel nach DE CHÉZY hervor (vgl. Kap. 2.1.1). Er kann mit Hilfe des Manning-Beiwerts oder des  $\lambda$ -Beiwerts über folgende Beziehung berechnet werden:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} \quad (13.2)$$

Steht eine entsprechend lange Nachlaufstrecke nicht zur Verfügung, so wird die nachlaufende Krümmung von der durch die vorhergehende Krümmung induzierten Spiralströmung beeinflusst. Die Größe der Beeinflussung muss somit eine Funktion der vorhandenen Nachlaufstrecke sein. Über diese Abhängigkeit existieren allerdings noch keine Ansätze, da bisher vor allem Untersuchungen bezüglich Mäander mit direkt aufeinanderfolgenden Kurven durchgeführt wurden (s. z.B. GARBRECHT [1961], TRESKE [1980] und TAMAI und MOHAMED [1983]).

GARBRECHT [1961] führte aus, dass zufolge der gegenseitigen Beeinflussung mehrerer Kurven nur die erste Kurve den vollen Verlust einer Einzelkrümmung erzeugt. Nach GARBRECHT nimmt der Einfluss des Krümmungsverlustes gegenüber dem Reibungsverlust mit zunehmender Anzahl der Krümmungen ab, bis schließlich die Summe aus Reibungs- und Krümmungsverlust in einer Kurve gleich dem Reibungsverlust unter Normalabflussbedingungen in einem vergleichbaren geraden Gerinne ist. Demnach wären ab einer bestimmten Kurvenanzahl in einem Mäander keine zusätzlichen Verluste der Krümmung mehr zu berücksichtigen.

HAYAT (vgl. ROUSE [1965]) untersuchte in sechs hintereinandergeschalteten  $90^\circ$  Krümmern mit Rechteckquerschnitt den Einfluss der Froude-Zahl  $Fr$  auf den Verlustbeiwert der Krümmung  $\zeta_k$ . Die Darstellung der Ergebnisse in Abb. F13.1 macht deutlich, dass bei Froude-Zahlen  $Fr < 1$  Schwere- oder Welleneffekte vorhanden sind, die mit kleiner werdendem Tiefen-Breitenverhältnis allmählich vernachlässigbar werden (s.a. **Fall 12**).

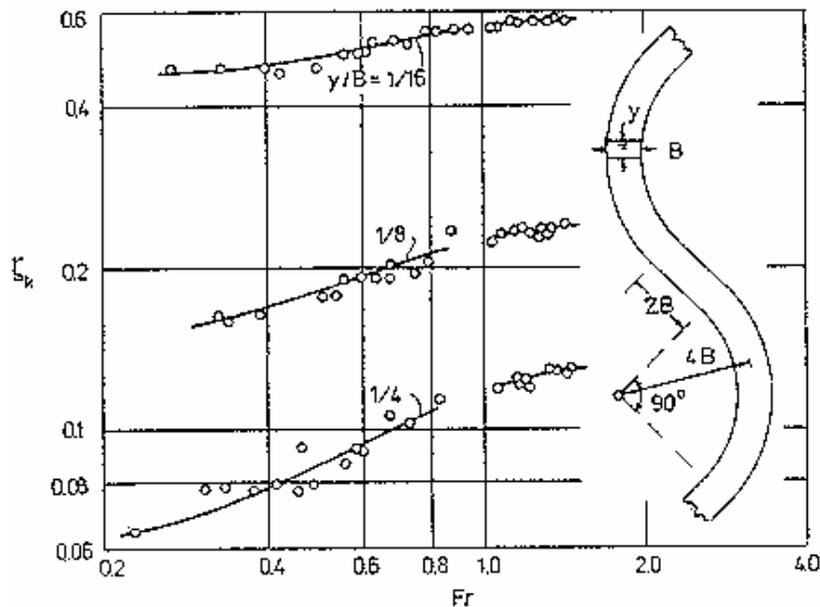
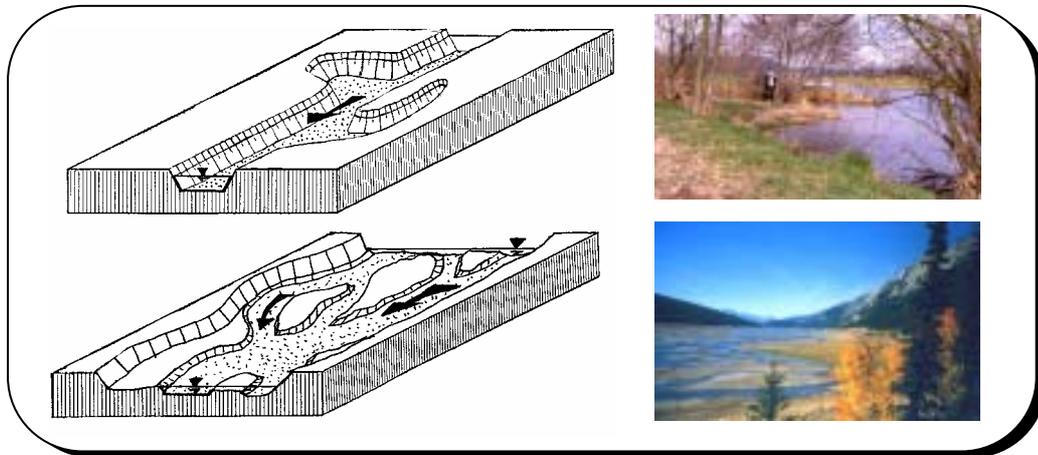


Abb. F13.1: Krümmungsverlust in hintereinander folgenden Gerinnekrümmern nach HAYAT (vgl. ROUSE [1965]).

Am HYDRAULIC RESEARCH LABORATORY in Wallingford, England, finden zurzeit umfangreiche Untersuchungen über das Widerstandsverhalten von Mäandern statt.

## Fall Nr. 14: "Buchten und Altarme, Furkationszone"



### **F14a.1 Charakteristiken eines Gerinnes mit Buchten und Altarmen**

Buchten und Altarme stellen in mehr oder weniger weitem Sinne eine Strömungsverzweigung oder Vereinigung dar. Da dieses Problem bei offenen Gerinnen relativ selten vorkommt, gibt es deshalb hierzu bislang wenig Informationen. Wichtig ist sicherlich der Grad der Durchströmung und die Morphologie des Anschlusses an das Hauptgerinne. Die Anordnung des Bewuchses in Buchten spielt bei der Widerstandswirkung eine zentrale Rolle.

### **F14a.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines Gerinnes mit Buchten und Altarmen**

Über den Einfluss schwach durchströmter Buchten und Altarme auf die Wasserspiegellage sowie das Widerstandsverhalten liegen bisher keine Erfahrungen und Untersuchungen vor. Bedenkt man aber, dass die Energieverluste stark von der Geometrie der Gerinneverzweigung oder -vereinigung abhängen, so wird deutlich, dass für hohe Genauigkeitsanforderungen individuelle Modellversuche angesetzt werden sollten.

Aus praktischen Überlegungen stellt sich die Frage, ob es im Fall einer geringen Berührungslänge zwischen Bucht bzw. Altarm und Fließquerschnitt nicht ausreicht, eine fiktive Trennfläche einzuführen und die Rauheit der Trennfläche gleich der Rauheit der Seitenwände bzw. der Böschung anzusetzen (vgl. **Fall 7**).

### **F14b.1 Charakteristiken von Furkationszonen**

Furkationsstrecken zeichnen sich durch Inselbildungen aus, die den Abfluss bei Mittel- und Niedrigwasser auf mehrere Arme aufteilen. Sie sind eine natürliche Grobstruktur, die sich bei entsprechenden Randbedingungen von Hochwasserabfluss, Sediment und Gefälle einstellt und unter natürlichen Bedingungen relativ weit verbreitet sein könnte (KILIAN [1994]). Es lässt sich leider häufig kein Hauptgerinne definieren; der Abfluss wird vielmehr stark divergent über mehrere sich morphologisch ständig ändernde Verzweigungen abgeführt. Was das Problem verkompliziert, ist der Einfluss der Abflussarten Strömen und Schießen einschließlich der möglichen Fließwechsel.

In ihrer Eigenschaft können verzweigte Gerinne anhand ihres Grundrisses im Lageplan von gestreckten und gewundenen Gewässern abgegrenzt werden, die grundsätzlich bei Mittel- und Niedrigwasser

nur in einem Bett verlaufen. Zusätzliche Unterscheidungsmerkmale wie z. B. die Geschwindigkeit der lateralen Bettverlagerung oder die Häufigkeit der Sohlenumlagerungen sind für die hydraulische Berechnung i.d.R. unerheblich und werden deshalb nicht weiter berücksichtigt. Die genauen Entstehungsvorgänge sind aufgrund des sehr komplexen Vorganges der Bettbildung in intensiver Wechselwirkung mit der Strömung bisher noch nicht bis in alle Einzelheiten geklärt.

Für die hydraulische Berechnung ist relevant, ab welchem Abflusszustand die Inseln im Vergleich zum Auenvorland überflutet werden. Daher ist aus Gründen der hydraulischen Berechenbarkeit zwischen zwei Haupttypen von Furkationszonen entsprechend ihrer Inselhöhe zu unterscheiden:

- verzweigt-verflochten: Dieses Erscheinungsbild wird in der Literatur häufig auch als Flechtstrom beschrieben. Inseln bzw. Bänke treten bei Mittel- und Niedrigwasser auf und erreichen im Allgemeinen in ihrer Erhebung nicht das Auenniveau. Bei Hochwasser mit bordvollem Abfluss (Wasserstand bis Auenniveau) ist nur noch ein gemeinsames Gewässerbett zu erkennen. Die Dynamik der Teilarme ist hoch und liegt in kleinen zeitlichen Skalen (Größenordnung maximal einige Jahre) mit geringer Bedeckung der Bänke durch Bewuchs.
- verzweigt-verinselt: Inseln treten bei Mittel- und Niedrigwasser auf und erreichen in ihrer Erhebung ungefähr das Auenniveau, weshalb auch bei Hochwasser mit bordvollem Abfluss (Wasserstand bis zum Auenniveau) ein Bett mit einer Anzahl an Inseln zu erkennen ist. Die Morphodynamik unterliegt größeren zeitlichen Skalen (Größenordnung Jahrzehnte bis Jahrhunderte) mit dichter Bedeckung der Inseln durch Bewuchs.

In der englischsprachigen Literatur wurde früher der verzweigt-verinselte dem verzweigt-verflochtenen Typ („braided“) zugeordnet (z.B. LEOPOLD und WOLMAN [1957]), während in jüngster Zeit die beiden Gerinneformen getrennt und der verzweigt-verinselte Typ als „anabranching“ (bei kohäsiven Sedimenten als Untertyp mit „anastomosing“) definiert wird (NANSON und KNIGHTON [1996]).

Nach weitergehenden Untersuchungen wird derzeit angenommen, dass verzweigt-verinselte Systeme in den Einzelarmen so unterschiedliche Gerinnetypen wie verzweigt-verflochtene oder mäandrierende besitzen können (NANSON und KNIGHTON [1996]). Es ist davon auszugehen, dass verschiedene Übergangsformen vom mäandrierenden über das verzweigt-verinselte Gewässer bis hin zu verzweigt-verflochtenen Typen bestehen. Offen ist, welchen Einfluss Totholz auf die Bildung und die Erhaltung von Inseln besitzt (vgl. ABBE und MONTGOMERY [1996]).

### **F14b.2 Bestimmung des Fließwiderstandes**

Unabhängig von der geomorphologischen Klassifizierung des verzweigten Gewässers als verzweigt-verflochten und/oder verzweigt-verinselt besteht bei der hydraulischen Berechnung ein Problem in der zeitlich u.U. sehr stark veränderlichen Geometrie: Aufgrund der hohen Dynamik insbesondere bei verzweigt-verflochtenen Gewässern ist die Geometrie für das Mittel- und Niedrigwasserbett *nicht* als zeitlich konstant anzunehmen. Wasserspiegellagen können deshalb nur für bestimmte aufgemessene Geometrien bei Erfassung von hinreichend großen Längen von (geschätzt) mindestens 20 Gerinnebreiten bei bordvollem Abfluss berechnet werden. Dabei kann auf die bekannten Berechnungsverfahren zurückgegriffen werden, indem die Inseln bei unterschiedlichen Abflusssituationen entspre-

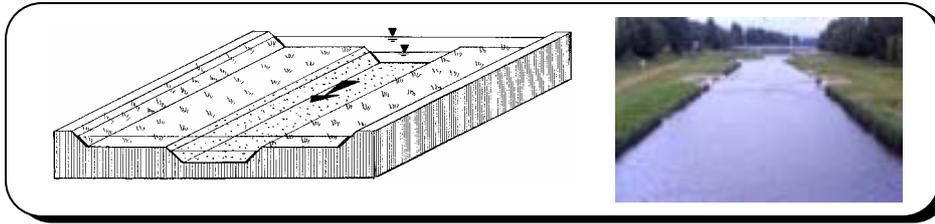
chend ihrer Überflutungshäufigkeit der verschiedenen morphologischen Typen als klassische hydraulische Elemente behandelt werden und somit das Berechnungsverfahren für verzweigte Gerinne auf klassische Elemente zurückgeführt wird (s. **Tab. F14b.1**). Diesem Fall ist deshalb kein gesonderter Berechnungsablauf und auch kein Berechnungsbeispiel beigefügt, sondern es wird auf die maßgebenden Fälle verwiesen.

Tab. F14b.1: Zurückführung des Berechnungsverfahrens für verzweigte Gerinne auf klassische Elemente.

morphologischer Typ	Abflusssituation	
	Niedrig- und Mittelwasser	Hochwasser
verzweigt-verflochten: Inseln deutlich unter Auenniveau	Inseln liegen frei: Erfassung der Inseln als Reihe von Formwiderständen (s. <b>Fall 9</b> )	Inseln sind überflutet: Erfassung der Inseln als homogene Oberflächenrauheit in einem breiten Gewässerbett, approximiert durch ein breites Gerinne (s. <b>Fall 1</b> )
verzweigt-verinselt: Inseln ungefähr auf Auenniveau	Inseln liegen frei: Erfassung der Inseln als Reihe von Formwiderständen (s. <b>Fall 9</b> )	Inseln liegen frei: Erfassung der Inseln als Reihe von Formwiderständen (s. <b>Fall 9</b> )



## Fall Nr. 15: "Gegliederte Gerinne ohne Vorlandbewuchs"



### F15.1 Charakteristiken eines gegliederten Gerinnes ohne Vorlandbewuchs

Gegliederte Gewässer liegen im Allgemeinen dann vor, wenn der Querschnitt des Gewässers, wie in **Abb. F15.1** dargestellt, aus einem Hauptgerinne und ein oder zwei Vorländern zusammengesetzt ist. Im tieferen Hauptgerinne, dessen Querschnitt trapez- oder rechteckförmig ist, liegen Abflüsse vom Niedrigwasser bis zum bordvollen Wasserstand vor. Im Hochwasserfall werden die Vorländer überströmt. Die Rauheit auf den Vorländern ist infolge des vorhandenen Bewuchses häufig größer als die des Hauptgerinnes. Aufgrund der unterschiedlichen Rauheitsverhältnisse und Fließtiefen entstehen erhebliche Differenzen zwischen den mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Gerinneteilen. Die Geschwindigkeitsdifferenzen führen ihrerseits zu einer ausgeprägten Wirbelbildung und diese zu einem turbulenten Massen- und Impulsaustausch. Abb. F15.2 zeigt die mit bewegter Kamera aufgenommenen und zeichnerisch ausgewerteten Oberflächenstromlinien in einem gegliederten Gerinne sowie die sich ausbildenden Wirbel. Zuzufolge dieser Wirbel wird die Fließgeschwindigkeit und damit die Abflussmenge im Hauptgerinne verringert, wogegen auf den Vorländern eine geringe Erhöhung feststellbar ist.

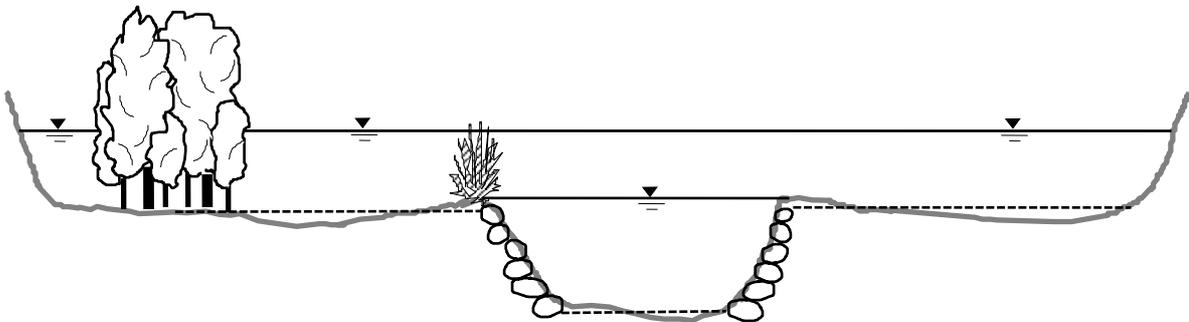


Abb. F15.1: Beispiel eines gegliederten Gewässers mit und ohne Bewuchs.

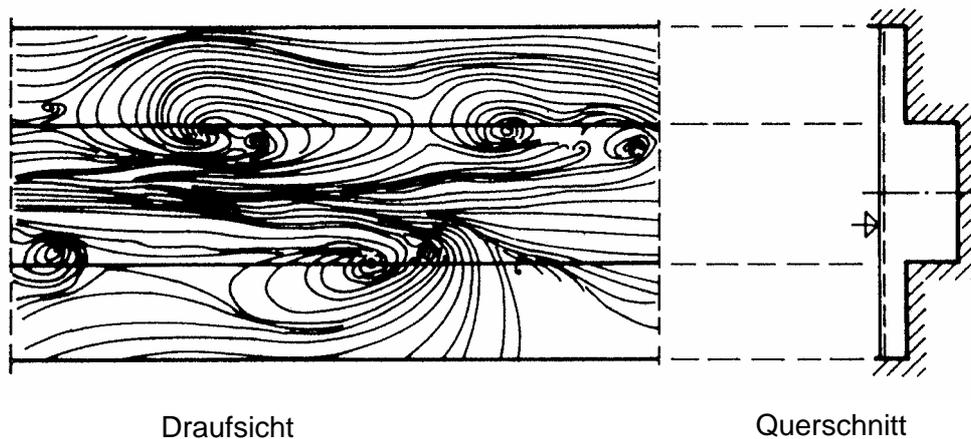


Abb. F15.2: Wirbelbildung in einem gegliederten Gerinne (aus: SELLIN [1964]).

### F15.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines gegliederten Gerinnes ohne Vorlandbewuchs

Zahlreiche Verfahren zur Abflussberechnung in gegliederten Gewässern teilen die Abschnitte unterschiedlicher Rauheit und Geometrie in Gerinneteile auf, die als hydraulisch homogen (analog dem Fall mit Uferbewuchs; **Fall 7**) behandelt werden. Der Gesamtabfluss ergibt sich dann durch Addition der Einzelabflüsse, die jeweils mit den bekannten Fließformeln, z.B. GAUCKLER-MANNING-STRICKLER (GMS) oder COLEBROOK-WHITE (siehe **Fall 1**), berechnet werden. Es ist deshalb wieder naheliegend, genau an der Stelle eine fiktive Trennfläche einzuführen, wo aufgrund des Wechsels der Geometrie- und Rauheitsbedingungen die Wirbel erzeugt werden, also zwischen den Gerinneteilen. In dieser Trennfläche wird zur Berücksichtigung der Energieverluste eine sogenannte Scheinschubspannung  $\tau_T$  angesetzt. Mittels einer Dimensionsanalyse konnte KÖNEMANN [1980] zeigen, dass die Schubspannung  $\tau_T$  in der Trennfläche von folgenden Parametern abhängig ist:

$$\frac{\tau_T}{\tau_m} = f\left(\frac{y_{\text{Vor}}}{y_H}, \frac{B_{\text{Vor}}}{B_H}, \frac{k_{s,\text{Vor}}}{k_{s,H}}, \text{Re}_{\text{Vor}}\right) \quad (15.1)$$

wobei  $\tau_m$  die Schubspannung des gesamten benetzten Umfangs ist. Die Größen  $y_{\text{Vor}}$  und  $y_H$  sind die Wassertiefen auf dem Vorland und im Hauptgerinne,  $B_{\text{Vor}}$  und  $B_H$  sind die Breiten des Vorlandes und des Hauptgerinnes,  $k_{s,\text{Vor}}$  und  $k_{s,H}$  sind die äquivalenten Sandrauheiten auf dem Vorland und im Hauptgerinne und  $\text{Re}_{\text{Vor}}$  ist die Reynoldszahl, mit den Parametern des Vorlandes gebildet.

Nachfolgend soll eine Anzahl der existierenden, unterschiedlichen Verfahren zur Abflussberechnung gegliederter Gewässer erläutert und in chronologischer Reihenfolge aufbereitet werden (siehe hierzu auch DITTRICH [1998]), wobei jedoch kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben wird. Da ein Teil dieser Verfahren die iterative Berechnung der Wasserspiegellage aus dem Gesamtabfluss erfordert, werden die Berechnungsansätze so umgeformt, dass aus ihnen sofort der Gesamtabfluss berechnet werden kann. In Analogie zu der Scheinschubspannung  $\tau_T$  in Gl. (15.1) ergibt sich für den Gesamtabfluss  $Q$  im Fall der voll ausgebildeten Rauheitsströmung eine Abhängigkeit von folgenden Parametern:

$$Q = f(y_{\text{Vor}}; y_H; B_{\text{Vor}}; B_H; k_{s,\text{Vor}}; k_{s,H}; I_{S0}) \quad (15.2)$$

mit:  $I_{S0}$  = Gerinneneigung.

Da sämtliche Verfahren die in Gl. (15.2) aufgeführten Parameter beinhalten, konzentrieren sich die nachfolgenden Ausführungen auf die Erläuterung wesentlicher Unterschiede in den einzelnen Ansätzen und der Aufbereitung der Berechnungsformeln.

Nach dem Verfahren von **SELLIN [1964]** werden die fiktiven Trennflächen zwischen Hauptgerinne und Vorland vertikal bis zur Wasseroberfläche angenommen und ganz dem benetzten Umfang des Hauptgerinnes zugerechnet. Der Gesamtabfluss  $Q$  ergibt sich aus der Summe der Teilabflüsse, die mit der GMS-Fließformel bestimmt werden. Es gilt:

$$Q = Q_H + Q_{Vor}$$

$$Q_H = A_H \cdot k_{St,H} \cdot R_H^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (15.3a)$$

$$Q_{Vor} = A_{Vor} \cdot k_{St,Vor} \cdot R_{Vor}^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (15.3b)$$

$$\text{mit:} \quad R_H = \frac{A_H}{U_H + U_T} \quad (15.3c)$$

$$U_T = 2 \cdot y_T.$$

Wie bei SELLIN ergibt sich nach dem Verfahren von **POSEY [1957]** der Gesamtabfluss aus der Summe der Teilabflüsse, die wiederum mit der GMS-Formel bestimmt werden. Im Unterschied zu SELLIN empfiehlt POSEY jedoch zwei unterschiedliche Vorgehensweisen der Berechnung in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Wassertiefe auf dem Vorland und im Hauptgerinne .

Für  $y_{Vor} > y_H/2$  wird das gegliederte Gerinne als kompaktes Gerinne behandelt. Der Gesamtabfluss  $Q$  ergibt sich für diesen Fall zu:

$$Q = A \cdot k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (15.4a)$$

$$\text{mit:} \quad R = \frac{A}{U}.$$

Für  $y_{Vor} \leq y_H/2$  wird dagegen ein Anteil  $U_*$  zum benetzten Umfang des Hauptgerinnes  $U_H$  addiert und der Gesamtabfluss  $Q$  wird wie folgt aus der Summe der Teilabflüsse bestimmt:

$$Q = Q_H + Q_{vor}$$

$$Q_H = A_H \cdot k_{St,H} \cdot R_H^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (15.4b)$$

$$Q_{vor} = A_{Vor} \cdot k_{St,Vor} \cdot R_{Vor}^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \quad (15.4c)$$

$$\text{mit:} \quad R_H = \frac{A_H}{U_H + U_*}$$

$$U_* = y_T \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y_T}{y_H}\right) \quad (15.4d)$$

$$R_{Vor} = \frac{A_{Vor}}{U_{Vor}}.$$

**WRIGHT UND CARSTENS [1970]** führten Untersuchungen an halben Doppeltrapezprofilen in einem Luftmodell mit hydraulisch glatten Wänden durch. Während die meisten Autoren die Scheinschubspannung dem Hauptgerinne zuordnen, berücksichtigt das Verfahren von WRIGHT UND CARSTENS die Schubspannung  $\tau_T$  beim Vorland. Die Scheinschubspannung wird dabei der mittleren Schubspannung im Hauptgerinne gleich gesetzt:

$$\tau_T = \tau_m = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_{So} \quad (15.5a)$$

mit:  $R$  = hydraulischer Radius des Gesamtgerinnes.

Die mittleren Fließgeschwindigkeiten und letztlich die Teilabflüsse in den Teilquerschnitten werden mit Hilfe der Gleichung von COLEBROOK-WHITE bestimmt. Danach gilt:

$$Q = Q_H + Q_{Vor}$$

$$Q_H = A_H \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_H}} \cdot \sqrt{g \cdot R_H \cdot I_{So}} \quad (15.5b)$$

$$Q_{Vor} = A_{Vor} \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_{Vor}}} \cdot \sqrt{g \cdot R_{Vor}} \cdot \sqrt{I_{So} + \frac{\tau_T \cdot y_T}{\rho \cdot g \cdot A_{Vor}}} \quad (15.5c)$$

mit:

$$\begin{aligned} R_H &= \frac{A_H}{U_H + U_T} \\ U_T &= 2 \cdot y_T \\ R_{Vor} &= \frac{A_{Vor}}{U_{Vor}} \end{aligned} \quad (15.5d)$$

wobei für die Widerstandsbeiwerte im Hauptgerinne ( $\lambda_H$ ) und auf dem Vorland ( $\lambda_{Vor}$ ) nach Gl. (2.3) (**Fall 2**) der Ansatz gemacht werden kann:

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_{H/Vor}}} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R_{H/Vor} \cdot I_{So}}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_{H/Vor}}{k_{s,H/Vor}} \right) + 2,5 \cdot \ln (14,83 \cdot f_{H/Vor}). \quad (15.5e)$$

Die Untersuchungen von **NICOLLET UND UAN [1979]** fanden an symmetrischen Doppeltrapezprofilen mit unterschiedlichen Breitenverhältnissen von Hauptgerinne und Vorland ( $B_H/B_{Vor} = 0,5$  und  $1,5$ ) statt. Die beiden Autoren führten zur Bestimmung des Gesamtabflusses einen Korrekturfaktor  $C_N$  ein, mit dem sich für den Gesamtabfluss  $Q$  folgende Beziehung ergibt:

$$Q = \sqrt{I_{So}} \cdot \left[ C_N \cdot k_{St,H} \cdot A_H \cdot R_H^{2/3} + k_{St,Vor} \cdot R_{Vor}^{2/3} \cdot \sqrt{A_{Vor}^2 + A_{Vor} \cdot A_H \cdot (1 - C_N^2)} \right] \quad (15.6a)$$

mit:

$$\begin{aligned} R_H &= \frac{A_H}{U_H} \\ R_{Vor} &= \frac{A_{Vor}}{U_{Vor}} \end{aligned} \quad (15.6b)$$

Den Korrekturfaktor ermittelten sie mit Hilfe des geometrischen Parameters  $P$ , der das Ausuferen ins Vorland charakterisiert. Der Parameter  $P (= U_{Vor}/U_H)$  ist definiert als das Verhältnis der benetzten Umfänge des Vorlandes und des Hauptgerinnes. Es wird ein Grenzparameter  $P_{gr} = 1$  angegeben, wobei der Korrekturfaktor  $C_N$  in den beiden Bereichen  $P_{gr} > P$  und  $P_{gr} < P$  jeweils unterschiedlich ermittelt wird. Es gilt

für  $P > P_{gr}$ :

$$C_N = C_{N,O} = 0,9 \cdot \left( \frac{n_{Vor}}{n_H} \right)^{-1/6} \quad (15.6c)$$

und für  $P < P_{gr}$ :

$$C_N = \frac{1}{2} \cdot \left[ (1 - C_{N,O}) \cdot \cos \left( \pi \cdot \frac{P}{P_{gr}} \right) + 1 + C_{N,O} \right] \quad (15.6d)$$

wobei  $n_{Vor}$  und  $n_H$  die Manning-Beiwerte des Vorlandes und des Hauptgerinnes sind.

**KÖNEMANN [1980]** verwendete in seinen Untersuchungen ein Modellgerinne mit glatter Sohle (Beton) im Hauptgerinne und zwei verschiedene Rauheiten (Beton und Sand) auf den Vorländern. Das von ihm entwickelte Verfahren sieht zur Berechnung des Gesamtabflusses eine Iteration vor, die solange fortgeführt werden muss, bis die Summe der Teilabflüsse gleich dem Gesamtabfluss ist. Zur Berechnung der Geschwindigkeiten und Teilabflüsse im Hauptgerinne und auf den Vorländern wird die Gleichung von COLEBROOK-WHITE verwendet. Weiterhin wird an der fiktiven Trennfläche zwischen Vorland und Hauptgerinne die Scheinschubspannung  $\tau_T$  angesetzt. Die Scheinschubspannung  $\tau_T$  wird mittels einer rauheitsabhängigen Konstanten  $C_K$  und einer Überflutungshöhe des Vorlandes  $y_A$ , ab der das Vorland abflusswirksam wird, berechnet. Mit diesen Annahmen lautet das Berechnungsverfahren von KÖNEMANN [1980]:

$$Q = Q_H + Q_V$$

$$Q_H = A_H \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_H}} \cdot \sqrt{g \cdot R_H} \cdot \sqrt{I_{So} - \frac{\tau_T \cdot y_T}{\rho \cdot g \cdot A_H}} \quad (15.7a)$$

$$Q_V = A_{Vor} \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_{Vor}}} \cdot \sqrt{g \cdot R_{Vor}} \cdot \sqrt{I_{So} + \frac{\tau_T \cdot y_T}{\rho \cdot g \cdot A_{Vor}}} \quad (15.7b)$$

mit:

$$\begin{aligned} R_H &= \frac{A_H}{U_H + U_T} \\ U_T &= 2 \cdot y_T \\ \frac{\tau_T}{\tau_m} &= \frac{C_K}{\frac{y_T}{y_H} - \frac{y_A}{y_H}} \\ \tau_T &= \tau_m = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_{So} \end{aligned} \quad (15.7c)$$

Wie bei dem Verfahren von SELLIN [1964] wird die senkrechte fiktive Trennfläche als Teil des benetzten Umfanges des Hauptgerinnes betrachtet. Für bestimmte Fälle (siehe Tab. F15.1) gibt

KÖNEMANN die Werte für die beiden Konstanten  $C_K$  und  $y_A$  an, im Allgemeinen muss die Scheinschubspannung aber experimentell ermittelt werden.

$y_T/y_H$	Vorland	Hauptgerinne	$C_K$	$y_A/y_H$
0,5	glatt	glatt	1,009	0,074
0,5	rau ( $k_s = 1,83$ mm)	glatt	2,845	0,000
0,33	glatt	glatt	1,003	0,000
0,33	rau ( $k_s = 1,83$ mm)	glatt	1,358	0,000

Tab. F15.1: Parameter zur Bestimmung der Scheinschubspannung nach KÖNEMANN.

**WORMLEATON UND MERRET [1990]** gehen von den Kräften aus, die auf die vertikalen Trennflächen wirken. Unter Normalabflussbedingungen müssen die Kräfte zwischen den Vorländern und dem Hauptgerinne im Gleichgewicht stehen. Aus diesem Gleichgewicht bestimmen die Autoren die Interaktion zwischen den Gerinneteilen, die sie mit Hilfe der Indizes  $\phi_H$  und  $\phi_{Vor}$  charakterisieren. Diese beiden Indizes werden nach empirischen Gleichungen aus der Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hauptgerinne und Vorland und den geometrischen Parametern wie Breite und Höhe der Teilgerinne bestimmt. Für den  $\phi_H$ -Index des Hauptgerinnes geben die beiden Autoren folgende Gleichung an:

$$\phi_H = 1 - \frac{\tau_T \cdot U_T}{\rho \cdot g \cdot A_H \cdot I_{So}} \quad (15.8a)$$

mit:  $U_T = 2 \cdot y_T$

wobei  $U_T$  der benetzte Umfang der Trennflächen ist. Die Scheinschubspannung berechnet sich wie folgt:

$$\tau_T = 3,325 \cdot \Delta v_m^{1,451} \cdot y_T^{-0,354} \cdot B_{Vor}^{0,519} \quad (15.8b)$$

$B_{Vor}$  ist hierbei die Breite des Vorlandes und  $\Delta v_m$  die Differenz zwischen mittlerer Geschwindigkeit im Hauptgerinne und auf dem Vorland. Für die Berechnung der mittleren Geschwindigkeiten wurde dabei auf die GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Gleichung zurückgegriffen, wobei sowohl in der Stromröhre des Hauptgerinnes als auch in derjenigen des Vorlandes der benetzte Umfang der Trennfläche unberücksichtigt bleibt. Der Zusammenhang zwischen den Indizes  $\phi_H$  für das Hauptgerinne und  $\phi_V$  für die Vorländer ergibt sich aus der Beziehung:

$$A_H \cdot (1 - \phi_H) = A_{Vor} \cdot (\phi_{Vor} - 1) \quad (15.8c)$$

mit:  $A_{Vor}$  = Querschnittsfläche der Vorländer.

und für den Gesamtabfluss  $Q$  gilt:

$$Q = Q_H + Q_{Vor}$$

$$Q_H = A_H \cdot \frac{1}{n_H} \cdot R_H^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \cdot \sqrt{\phi_H} \quad (15.9a)$$

$$Q_{Vor} = A_{Vor} \cdot \frac{1}{n_{Vor}} \cdot R_{Vor}^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \cdot \sqrt{\phi_{Vor}} \quad (15.9b)$$

$$\text{mit: } R_H = \frac{A_H}{U_H} \quad \text{und} \quad R_{Vor} = \frac{A_{Vor}}{U_{Vor}} \quad (15.9c)$$

**ACKERS [1993]** untersuchte das Abflussverhalten an einem Doppeltrapezprofil mit unterschiedlich geneigten Böschungen und unterschiedlichen Vorlandbreiten. Das Hauptgerinne war glatt, die Rauheiten auf den Vorländern wurden dagegen variiert. Nach ACKERS kann zwischen vier Bereichen (Regionen), in denen die Interaktion zwischen Hauptgerinne und Vorland jeweils verschieden ist, unterschieden werden. Abb. F15.3 zeigt den Verlauf des Anpassungskoeffizienten DISADF, anhand dessen die vier Bereiche abgegrenzt werden, als Funktion der relativen Wassertiefe  $Y^*$  ( $= y_T/y_H$ ). Die vier Bereiche sind wie folgt charakterisiert: Bereich 1 ist die Region mit kleinen Wassertiefen auf dem Vorland, in der die Interaktionseffekte mit steigender Wassertiefe stark zunehmen; Bereich 2 ist die Region mit etwas größeren Wassertiefen auf dem Vorland, in der die Interaktionseffekte zurückgehen; der Bereich 3 ist eine relativ kleine Region mit erneut anwachsender Interaktion und im Bereich 4 nimmt die Interaktion wieder stark ab, so dass der Querschnitt als kompaktes Gerinne betrachtet werden kann.

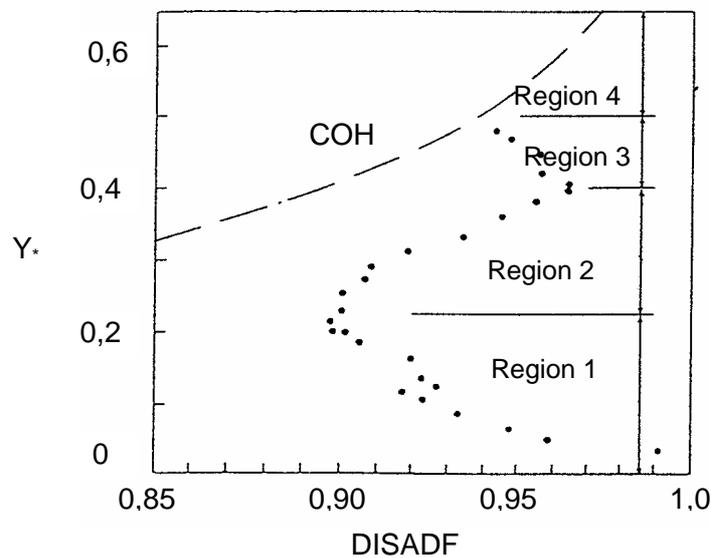


Abb. F15.3: Der Verlauf von DISADF mit der relativen Wassertiefe  $Y^*$  ( $= y_T/y_H$ ).

Der Anpassungskoeffizient DISADF ist ein Koeffizient, mit dem der Gesamtabfluss  $Q$  korrigiert werden muss, damit der tatsächliche Abfluss erhalten wird. Der Abfluss  $Q$  wird nach ACKERS mit der GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Gleichung berechnet; d.h. es gilt:

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2}. \quad (15.10)$$

Zur Bestimmung des tatsächlichen Abflusses wird der Parameter COH benötigt, der ein Maß für die Ähnlichkeit der Teilgerinne ist. Der Verlauf von COH mit der relativen Wassertiefe  $Y^*$  ist ebenfalls in Abb. F15.3 dargestellt. Der Parameter COH ist dabei wie folgt definiert:

$$COH = \frac{(1 + A^*) \cdot \sqrt{[(1 + A^*) / (1 + n^* \cdot U^*)]}}{1 + A^* \cdot \sqrt{A^* / (n^* \cdot U^*)}} \quad (15.11)$$

wobei für die Parameter  $A^*$ ,  $n^*$  und  $U^*$  gilt:

$$A^* = N \cdot \frac{A_{Vor}}{A_H} \quad U^* = N \cdot \frac{U_{Vor}}{U_H} \quad n^* = \frac{n_{Vor}}{n_H} \quad \text{mit: } N = \text{Anzahl der Vorländer.}$$

Bei der Berechnung des tatsächlichen Abflusses wird nun folgendermaßen vorgegangen: Zunächst werden die vier Abflüsse  $Q_{R1}$  bis  $Q_{R4}$  mit Hilfe der nachfolgenden Gleichungen (15.12 und 15.13a bis 15.13d) ermittelt. Anschließend wird mit Hilfe des in Abb. F15.4 dargestellten Flussdiagramms die für den vorhandenen Abfluss relevante Region (Bereich) bestimmt. Hierbei ist eine grobe Abschätzung der Regionen auch mittels Abb. F15.3 möglich. Der tatsächliche Abfluss entspricht dann dem für diese Region ermittelten Abfluss. Der Abfluss in den einzelnen Regionen kann nach dem Verfahren von ACKERS [1993] wie folgt berechnet werden:

### Abflussberechnung in Region 1:

$$Q_{R1} = Q - (Q_{*2H} + N \cdot Q_{*2Vor}) \cdot \Delta v_m \cdot y_H \cdot (y_H - y_T) \cdot ARF \quad (15.12)$$

mit:

$$Q_{*2Vor} = -\frac{y_T}{y_H} \cdot \frac{n_H}{n_{Vor}}$$

$$Q_{*2H} = -1,24 + 0,395 \cdot \frac{B_{Vor} + W/2}{W} + G \cdot \frac{y_T}{y_H}$$

Es gilt:

$$G = 10,42 + 0,17 \cdot \frac{n_{Vor}}{n_H} \quad \text{für } m \geq 1$$

$$G = 10,42 + 0,17 \cdot m \cdot \frac{n_{Vor}}{n_H} + 0,34 \cdot (1 - m) \quad \text{für } m < 1$$

$$ARF = 2,0 \quad \text{für } \frac{B_H}{y_H - y_T} > 20$$

$$ARF = 0,1 \cdot \frac{B_H}{y_H - y_T} \quad \text{für } \frac{B_H}{y_H - y_T} \leq 20$$

hierbei ist  $\Delta v_m$  analog dem Ansatz von WORMLEATON UND MERRET [1990] die Differenz zwischen den mittleren Geschwindigkeiten im Hauptgerinne und auf dem Vorland,  $W$  ist die halbe Breite des Hauptgerinnes in Höhe des Vorlandes,  $B_H$  ist die Breite des Hauptgerinnes an der Sohle und  $m$  die Böschungsneigung (horizontal/vertikal) zwischen Hauptgerinne und Vorland.

### Abflussberechnungen in den Regionen 2,3 u. 4:

$$Q_{R2,3,4} = DISADF_{R2,3,4} \cdot Q \quad (15.13a)$$

#### Region 2

$$DISADF_{R2}(Y_*) = COH \cdot (Y_* + \text{shift}) \quad (15.13b)$$

mit:

$$\text{shift} = 0,05 + 0,05 \cdot N \quad \text{für } m \geq 1$$

$$\text{shift} = -0,01 + 0,05 \cdot N + 0,06 \cdot m \quad \text{für } m < 1$$

hierbei ergibt sich  $DISADF_{R2}$  mit  $COH(Y_* + \text{shift})$  aus Abb. F15.3.

**Region 3**

$$\text{DISADF}_{R3} = 1,567 - 0,667 \cdot \text{COH} \quad (15.13c)$$

**Region 4**

$$\text{DISADF}_{R4} = \text{COH} \quad (15.13d)$$

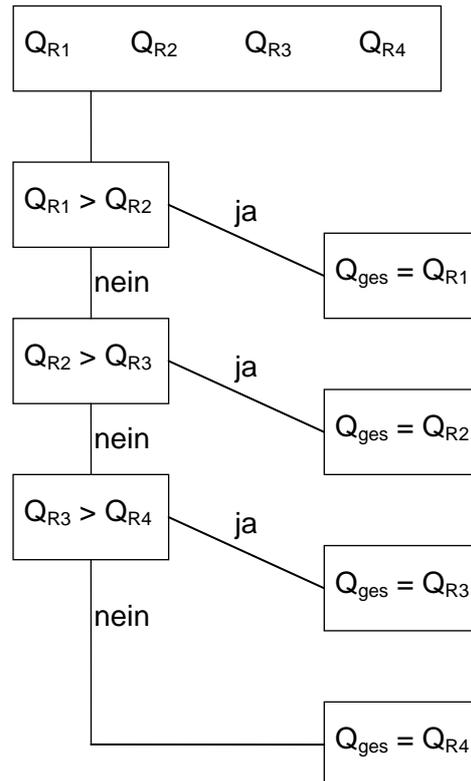


Abb. F15.4: Flussdiagramm zur Bestimmung des relevanten Abflusses nach ACKERS [1993].

Um die aufbereiteten unterschiedlichen Berechnungsansätze vergleichen und bewerten zu können, wurden von DITTRICH ET AL. [1996] zum einen im Theodor-Rehbock Flussbaulaboratorium Untersuchungen am halben gegliederten Doppeltrapezgerinne mit verschiedenen Vorlandbreiten und -rauheiten durchgeführt und zum anderen von DITTRICH ET AL. [1998] Naturdaten, die an den Flüssen Enz und Murr erhoben wurden, ausgewertet. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist in Abb. F15.5 dargestellt.

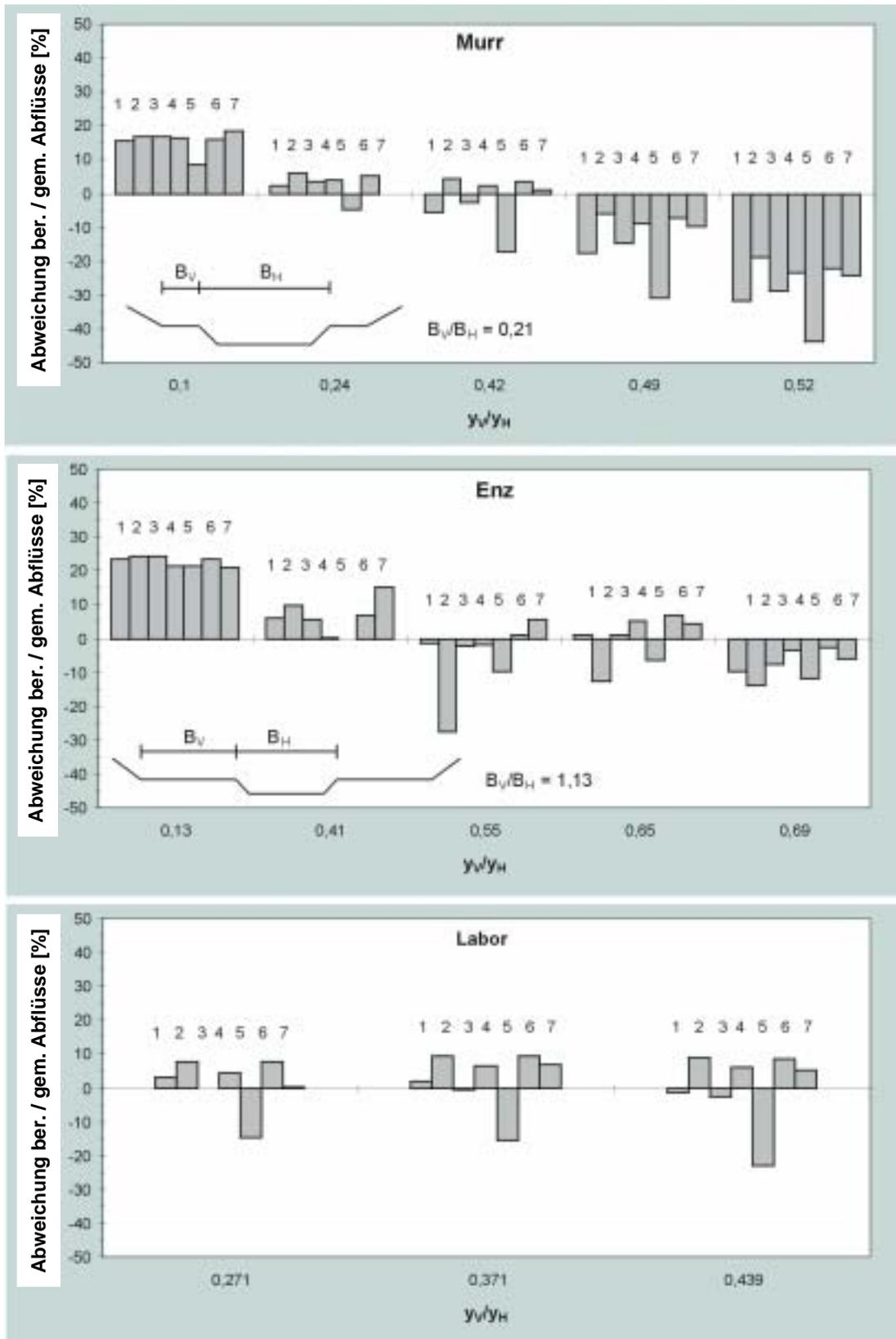


Abb. F15.5: Prozentuale Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Abflusswerten als Funktion der relativen Wassertiefe auf dem Vorland  $y_v$  und dem Hauptgerinne  $y_H$  aus den Untersuchungen an der Murr, der Enz und im Labor nach den sieben unterschiedlichen Ansätzen (1=SELLIN, 2=POSEY, 3=WRIGHT & CARSTENS, 4=NICOLLET & UAN, 5=KÖNEMANN, 6=WORMLEATON & MERRET, 7=ACKERS).

Um den Anwendungsbereich der Ansätze besser einzugrenzen, wurden die jeweiligen prozentualen Abweichungen der berechneten zu den gemessenen Werten ermittelt und in Abhängigkeit der relativen Überflutungshöhe des Vorlandes  $y_V/y_H$  aufgetragen.

Für die Labordaten liegen die Berechnungsergebnisse über alle Wassertiefen mit bis zu 10% leicht über den gemessenen, wenn man die Ergebnisse nach dem Verfahren nach Könemann nicht berücksichtigt.

Für den Ergebnisvergleich mit den Naturdaten kann generell festgestellt werden, dass alle Ansätze die Abflüsse für kleine Überflutungshöhen mit bis zu 25% deutlich überschätzen. Diese Wirkung verliert sich mit zunehmender Wassertiefe auf den Vorländern und kehrt sich für große relative Wassertiefen um. Die Ursachen für diese Abweichungen sind unterschiedlich begründet.

Im Falle sehr kleiner Überflutungstiefen auf dem Vorland wird das Abflussvermögen bei einem über alle Wassertiefen konstanten Strickler-Beiwert deutlich überschätzt, zudem verlieren die verwendeten Abflussformeln unterhalb einer relativen Überdeckung von etwa  $y/k = 5$  ihre Anwendungsgültigkeit.

Für große Wassertiefen hingegen können gegliederte Querschnitte zunehmend als kompakt aufgefasst werden, und die Interaktionswirkung tritt gegenüber der Berandungsrauheit in den Hintergrund. Die abflussmindernde Interaktionswirkung wird in diesem Fall von den verwendeten Ansätzen überschätzt. Hinzu kommt, dass sich bei Hochwasserereignissen die Rauheitsstrukturen an der Sohle verändern und eine Abnahme der Rauheitswirkung beobachtet werden konnte (DE JONG [1995]).

Bei der weiteren Betrachtung zeigt sich ferner, dass die Bandbreite der Güte der Berechnungsergebnisse neben dem Überflutungsverhältnis auch von der relativen Breite der Vorländer  $B_V/B_H$  abhängt, wie der Vergleich von Murr und Enz zeigt.

Für relativ schmale Vorländer, wie bei der Murr, liefern die Ansätze in einem Bereich von  $0,24 < y_V/y_H < 0,49$  noch gute Ergebnisse. Für die Enz mit ihren breiten Vorländern liefern die Ansätze dagegen noch für Werte bis  $y_V/y_H = 0,69$  lediglich Abweichungen bis etwa 10%. Der untere Abflussbereich konnte aufgrund fehlender Daten leider nicht genauer aufgeschlüsselt werden, es kann aber vermutet werden, dass die untere Grenze in etwa mit den Werten für die Murr übereinstimmt.

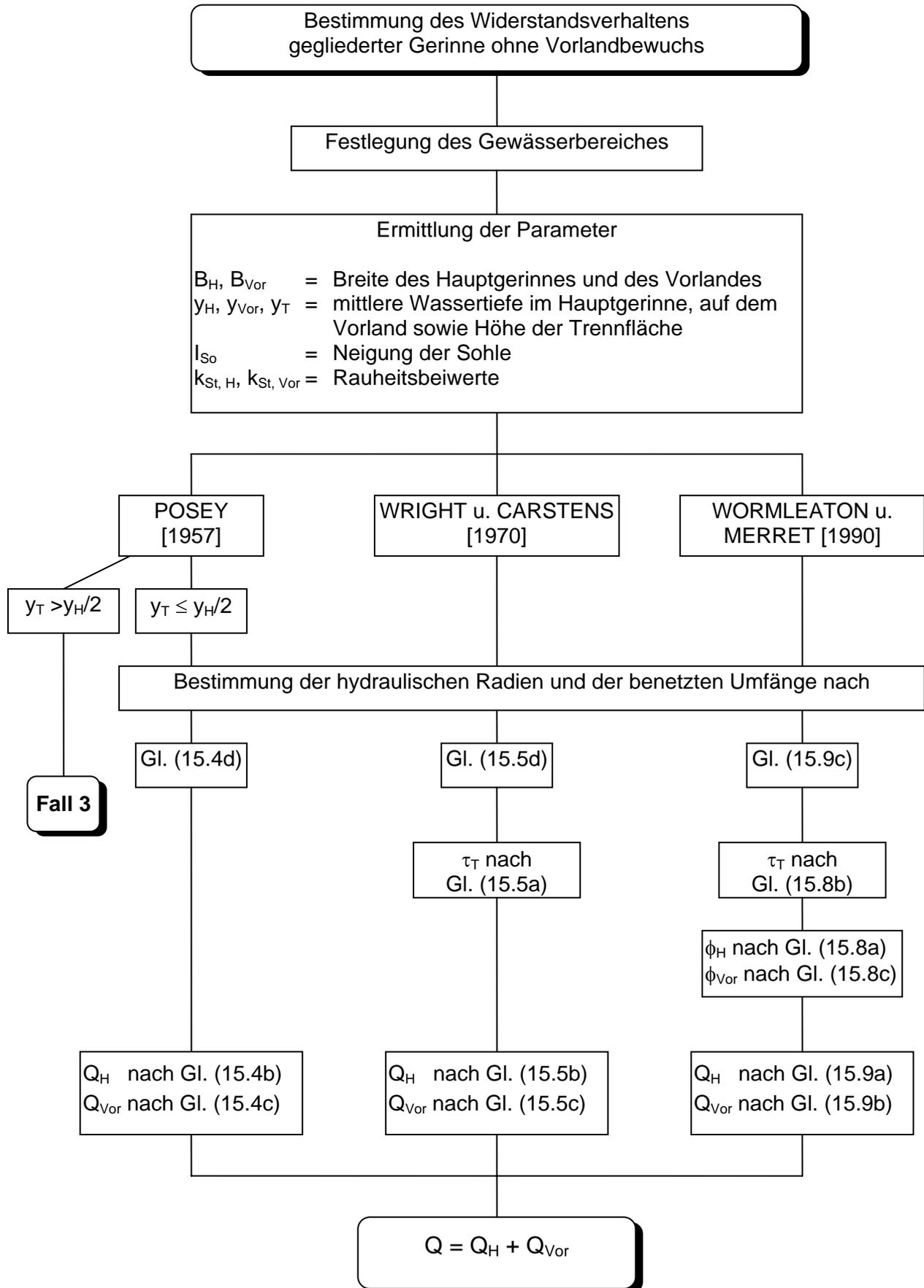
Für die Praxisanwendung können vor allem die Ansätze von NICOLLET & UAN und WORMLEATON & MERRET empfohlen werden, da diese sowohl für breite als auch für schmale Vorländer gute Ergebnisse liefern, sofern der Anwendungsbereich bzgl. der relativen Überflutungshöhen  $y_V/y_H$  eingehalten wird.

Bei der Anwendung der anderen Ansätze sollten dagegen die gegebenen Breitenverhältnisse der Vorländer zum Hauptgerinne  $B_V/B_H$  vorab analysiert werden, um den jeweils für die Situation geeignetsten Ansatz auszuwählen. Der Ansatz von KÖNEMANN sollte dagegen nur angewendet werden, wenn der gewässerspezifische Parameter  $C_K$  möglichst genau bestimmt werden kann, da sich hierbei eingeschlichene Fehler sehr stark bei der Prognose der Abflusskapazität auswirken.

Der nachfolgende Berechnungsablauf zeigt den Berechnungsweg der Verfahren von POSEY, WRIGHT und CARSTENS sowie von WORMLEATON und MERRET. Diese Berechnungsabläufe sind im Berechnungsbeispiel ausführlich dargestellt. Die Ergebnisse aus allen vorgestellten Verfahren sind in Tab. F15.3 zusammengestellt.



**F15.2.1 Berechnungsablauf**





F15.2.2 Berechnungsbeispiel

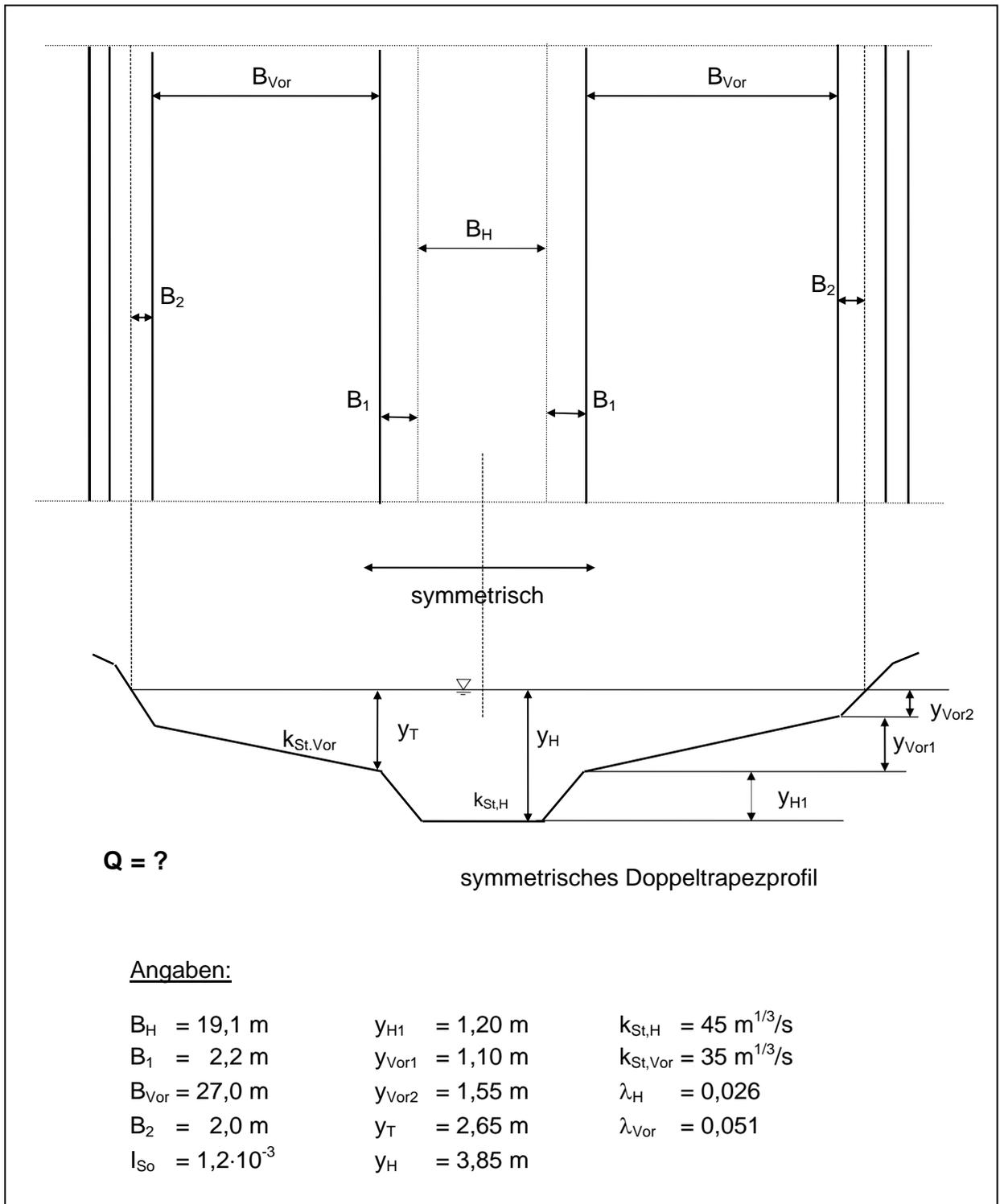


Abb. F15.5: Geometrie- und Rauheitswerte des Doppeltrapezprofils.

## Berechnung

Ermittlung der geometrischen Größen A, U und R

$$\begin{array}{lll}
 A_H & = & 87,84 \text{ m}^2 & U_H & = & 24,10 \text{ m} & R_H & = & 3,64 \text{ m} \\
 A_{\text{Vor}} & = & 116,40 \text{ m}^2 & U_{\text{Vor}} & = & 59,06 \text{ m} & R_{\text{Vor}} & = & 1,97 \text{ m} \\
 A_{\text{ges}} & = & 204,24 \text{ m}^2 & U_{\text{ges}} & = & 83,22 \text{ m} & R_{\text{ges}} & = & 2,45 \text{ m}
 \end{array}$$

a) Verfahren von POSEY [1957]

1. kompaktes oder gegliedertes Gerinne?

$$\begin{array}{ll}
 y_T = 2,65 \text{ m} > 1,93 \text{ m} = \frac{y_H}{2} & \Rightarrow \text{ kompaktes Gerinne} \\
 & \Rightarrow \text{ Berechnung nach **Fall 3**}
 \end{array}$$

2. Ermittlung des Gesamtwiderstandsbeiwertes  $k_{\text{St}}$  nach Gl. (3.5b), Fall 3

$$\begin{aligned}
 k_{\text{St}} &= \left( \frac{U_{\text{ges}}}{U_{\text{Vor}} / k_{\text{St,Vor}}^{3/2} + U_H / k_{\text{St,H}}^{3/2}} \right)^{2/3} \\
 &= \left( \frac{83,22}{59,06 / 35^{3/2} + 24,10 / 45^{3/2}} \right)^{2/3} = 37,32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}
 \end{aligned}$$

3. Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v'_m$  mittels der GMS-Formel Fall 3, Gl. (3.4) sowie des Durchflusses  $Q'$

$$\begin{aligned}
 v'_m &= k_{\text{St}} \cdot \sum R_i^{2/3} \cdot I_{\text{So}}^{1/2} \\
 &= 37,32 \cdot 2,45^{2/3} \cdot (1,2 \cdot 10^{-3})^{1/2} = 2,35 \text{ m/s} \\
 Q' &= v'_m \cdot A_{\text{ges}} = 2,35 \cdot 204,24 = 480 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

4. iterative Berechnung der hydraulischen Radien  $R_i$  der einzelnen Einflussflächen  $A_i$  nach Gl. Fall 3, (3.1) (mit  $v'_m$  als Startwert) sowie Kontrollrechnung mit  $A_{\text{ges}} = \sum A_i = \sum R_i \cdot U_i$

Tab. F15.2: Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$ .

	$v'_m = 2,35 \text{ m/s}$	$v_m = 2,36 \text{ m/s}$
$R_{\text{Vor,l}}$	2,69 m	2,71 m
$R_H$	1,83 m	1,84 m
$R_{\text{Vor,r}}$	2,69 m	2,71 m
$A_{\text{ges}} = 204,24 \text{ m}^2$		
$\sum A_i$	202,97 m <sup>2</sup>	204,4 m <sup>2</sup>

## 5. Ermittlung des Durchflusses Q

$$Q = v_m \cdot A_{\text{ges}} = 2,36 \cdot 204,24 = 482 \text{ m}^3/\text{s}$$

## b) Verfahren von WRIGHT und CARSTENS [1970]

## 1. Bestimmung der hydraulischen Radien

$$R_{\text{Vor}} = \frac{A_{\text{Vor}}}{U_{\text{Vor}}} = \frac{116,40}{59,1} = 1,97 \text{ m}$$

$$U_T = 2 \cdot y_T = 5,30 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{A_H}{U_H + U_T} = \frac{87,84}{24,10 + 5,30} = 2,99 \text{ m}$$

## 2. Berechnung der Scheinschubspannung

$$\tau_T = \tau_m = \rho \cdot g \cdot R_{\text{ges}} \cdot I_{\text{So}} = 1000 \cdot 9,81 \cdot 2,45 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3} = 28,84 \text{ N/m}^2$$

## 3. Berechnung der Teilabflüsse und des Gesamtabflusses

$$\begin{aligned} Q_H &= A_H \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_H}} \cdot \sqrt{g \cdot R_H \cdot I_{\text{So}}} \\ &= 87,84 \cdot \sqrt{\frac{8}{0,026}} \cdot \sqrt{9,81 \cdot 2,99 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}} = 289,1 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{Vor}} &= A_{\text{Vor}} \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda_{\text{Vor}}}} \cdot \sqrt{g \cdot R_{\text{Vor}}} \cdot \sqrt{I_{\text{So}} + \frac{\tau_T \cdot y_T}{\rho \cdot g \cdot A_{\text{Vor}}}} \\ &= 116,40 \cdot \sqrt{\frac{8}{0,051}} \cdot \sqrt{9,81 \cdot 1,97} \cdot \sqrt{1,2 \cdot 10^{-3} + \frac{28,84 \cdot 2,65}{1000 \cdot 9,81 \cdot 116,40}} = 228,1 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$Q = Q_H + Q_{\text{Vor}} = 289,1 + 222,0 = 517,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

## c) Verfahren von WORMLEATON und MERRET [1990]

## 1. Bestimmung der hydraulischen Radien

$$R_{\text{Vor}} = \frac{A_{\text{Vor}}}{U_{\text{Vor}}} = \frac{116,40}{59,1} = 1,97 \text{ m}$$

$$U_T = 2 \cdot y_T = 5,30 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{A_H}{U_H} = \frac{87,84}{24,10} = 3,64 \text{ m}$$

## 2. Berechnung der Scheinschubspannung

Die Differenz zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit auf dem Vorland und derjenigen im Hauptgerinne kann u.a. nach Gl. (15.5e) berechnet werden (siehe auch **Fall 2**).

$$\text{Hauptgerinne: } \frac{B_H}{y_H} = \frac{19,10}{3,85} = 4,96 < 25 \quad \Rightarrow \quad f = 0,83$$

$$\begin{aligned} v_{m,H} &= \left( 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_H}{k_{s,H}} \right) + 2,5 \cdot \ln (14,83 \cdot f_H) \right) \cdot \sqrt{g \cdot R_H \cdot I_{So}} \\ &= \left( 2,5 \cdot \ln \left( \frac{3,64}{0,037} \right) + 2,5 \cdot \ln (14,83 \cdot 0,83) \right) \cdot \sqrt{9,81 \cdot 3,64 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}} = 3,67 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\text{Vorland: } \frac{B_{Vor}}{y_T} = \frac{27,00}{2,65} = 10,2 < 25 \quad \Rightarrow \quad f = 0,83$$

$$\begin{aligned} v_{m,Vor} &= \left( 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_{Vor}}{k_{s,Vor}} \right) + 2,5 \cdot \ln (14,83 \cdot f_{Vor}) \right) \cdot \sqrt{g \cdot R_{Vor} \cdot I_{So}} \\ &= \left( 2,5 \cdot \ln \left( \frac{1,97}{0,168} \right) + 2,5 \cdot \ln (14,83 \cdot 0,83) \right) \cdot \sqrt{9,81 \cdot 1,97 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}} = 1,89 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\Delta v_m = v_{m,H} - v_{m,Vor} = 3,67 - 1,89 = 1,78$$

$$\begin{aligned} \tau_T &= 3,325 \cdot \Delta v_m^{1,451} \cdot y_T^{-0,354} \cdot B_{Vor}^{0,519} \\ &= 3,325 \cdot 1,78^{1,451} \cdot 2,65^{-0,354} \cdot 27^{0,519} = 30,07 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

## 3. Bestimmung der Indizes $\phi_H$ und $\phi_{Vor}$

$$\phi_H = 1 - \frac{\tau_T \cdot U_T}{\rho \cdot g \cdot A_H \cdot I_{So}} = 1 - \frac{30,07 \cdot 5,30}{1000 \cdot 9,81 \cdot 87,84 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3}} = 0,846$$

$$\phi_{Vor} = 1 + \frac{A_H}{A_{Vor}} \cdot (1 - \phi_H) = 1 + \frac{87,84}{116,40} \cdot (1 - 0,846) = 1,116$$

## 4. Berechnung der Teilabflüsse und des Gesamtabflusses

$$\begin{aligned} Q_H &= A_H \cdot \frac{1}{n_H} \cdot R_H^{2/3} \cdot I_{So}^{1/2} \cdot \sqrt{\phi_H} \\ &= 87,84 \cdot 45 \cdot 3,64^{2/3} \cdot 0,0012^{1/2} \cdot \sqrt{0,846} = 298,0 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

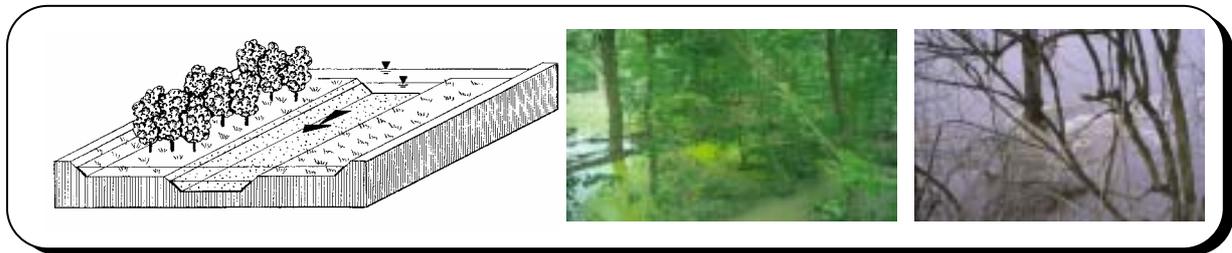
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{Vor}} &= A_{\text{Vor}} \cdot \frac{1}{n_{\text{Vor}}} \cdot R_{\text{Vor}}^{2/3} \cdot I_{\text{So}}^{1/2} \cdot \sqrt{\phi_{\text{Vor}}} \\
 &= 116,40 \cdot 35 \cdot 1,97^{2/3} \cdot 0,0012^{1/2} \cdot \sqrt{1,116} &= 234,3 \text{ m}^3/\text{s} \\
 Q &= Q_{\text{H}} + Q_{\text{Vor}} = 298 + 234,3 &= \mathbf{532,3 \text{ m}^3/\text{s}}
 \end{aligned}$$

Tab. F15.3: Bestimmung von Q nach den unterschiedlichen Verfahren.

Autor	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
Sellin [1964]	Q = 506,0
Posey [1957]	Q = 482,0
Wright u. Carstens [1970]	Q = 517,2
Nicollet u. Uan [1979]	Q = 503,0
Könemann [1980]	Q = 487,2
Wormleaton u. Merret [1990]	Q = 532,3
Ackers [1993]	Q = 472,0
kompaktes Gewässer	Q = 482,0



## Fall Nr. 16: "Gegliederte Gerinne mit Vorlandbewuchs"



### F16.1 Charakteristiken eines gegliederten Gerinnes mit Vorlandbewuchs

Der DVWK [1990] unterteilt zur Bestimmung des Fließwiderstandes infolge Vegetation  $\lambda_{Pf}$  den Bewuchs aufgrund unterschiedlicher Strömungszustände in drei Klassen: Klein-, Mittel- und Großbewuchs. Danach kann Kleinbewuchs allein mit der äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  beschrieben werden. Gras wird hierbei ein  $k_s$ -Wert von 100 bis 350 mm zugeordnet, Rasen ein  $k_s$ -Wert von 60 mm. Aus praxisrelevanten Gründen soll hier jedoch nur der durchströmte Mittel- und Großbewuchs behandelt werden. Die Bewuchshöhe nimmt in diesen Fällen die Größenordnung der Wassertiefe an. Bezüglich des Widerstandsverhaltens der anderen Bewuchsklassen wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (s. z.B. PLATE und QURAIISHI [1965], CHOW [1959] und DVWK [1990]). Weiterhin wird angenommen, dass der Bewuchsstand entlang der Vorländer von sehr großer Längenausdehnung ist und damit von Normalabflussverhältnissen ausgegangen werden kann.

### F16.2 Bestimmung des Fließwiderstandes durchströmten Bewuchses auf dem Vorland

Der Widerstandsbeiwert  $\lambda_{Pf}$  eines durchströmten Großbewuchses kann mittels des modifizierten LINDNER-Verfahrens (siehe DVWK [1991]) berechnet werden. Unter der Annahme, dass die Baumstämme durch Kreiszyylinder des Durchmessers  $d_{Pf}$  (siehe Abb. F16.1) simuliert werden können, gilt:

$$\lambda_{Pf} = C_{WR} \cdot \frac{4 \cdot d_{Pf} \cdot y_{Pf}}{a_x \cdot a_y} \quad (16.1)$$

mit:

- $a_x$  = Abstand der Bewuchselemente in Strömungsrichtung
- $a_y$  = Abstand der Bewuchselemente senkrecht zur Strömungsrichtung
- $y_{Pf}$  = Wassertiefe im Bereich des Bewuchses.
- $C_{WR}$  = Formwiderstand einer Pflanze; er variiert zwischen 0,6 und 2,4; der DVWK [1991] empfiehlt einen Wert von  $C_{WR} \cong 1,5$ .

$C_{WR}$  ist der Formwiderstand eines Baumstammes in einer seitlich begrenzten Strömung, für den die folgende Parameterabhängigkeit gilt:

$$C_{WR} = f(\text{Fr, Anordnung und Dichte der Bewuchselemente}). \quad (16.2)$$

Das genaue Verfahren zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $C_{WR}$  gemäß PASCHE [1984] berücksichtigt unter anderem, dass die Strömung innerhalb eines Bewuchsbestandes infolge der Nachlaufströmung des vorherigen Elementes mit verminderter Anströmgeschwindigkeit auf das Unterstrom folgende Element trifft. Detailliertere Ausführungen hierzu sind den Empfehlungen des DVWK [1991] oder **Fall 7** zu entnehmen.

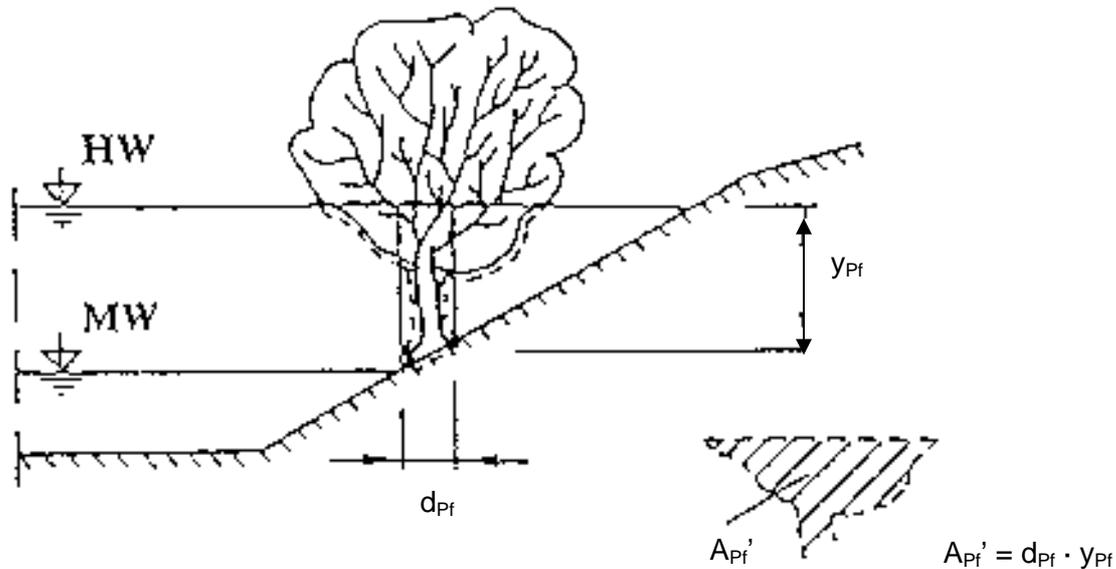


Abb. F16.1: Definition des mittleren Busch-/Baumdurchmessers  $d_{Pf}$  (DVWK [1990]).

Gegliederte Gerinne mit Vorlandbewuchs lassen sich nach MERTENS [1989] analog zu **Fall 15** mittels fiktiver vertikaler Trennflächen näherungsweise in die zwei grundsätzlich unterschiedlichen Teilbereiche Hauptgerinne und Vorländer aufteilen (s.a. **Fall 7**). Im vorliegenden Fall beeinflussen die stark turbulenten Austauschvorgänge im Trennbereich sowohl den Vorlandbereich als auch die Hauptströmung. PASCHE [1984] berücksichtigt diesen Austausch durch einen zusätzlichen, auf das Vorland wirkenden Volumenstrom, wogegen BERTRAM [1985] anhand seiner Untersuchungen die Auffassung vertritt, dass die auf den Abfluss im Vorland beschleunigend wirkende Scheinschubspannung für die Berechnung vernachlässigbar ist, da ihre Energie zum größten Teil bereits an der ersten Bewuchsreihe dissipiert wird.

Unter Vernachlässigung des Beschleunigungseffektes lässt sich der Widerstandsbeiwert  $\lambda$  mittels der Summe aus Sohlenwiderstand  $\lambda_S$  und Vegetationswiderstand  $\lambda_{Pf}$  berechnen:

$$\lambda = \lambda_S + \lambda_{Pf} \quad \text{bzw.} \quad A = A_S + A_{Pf} \quad (16.3)$$

Der von der Interaktion beeinflusste Hauptgerinnebereich stellt sich infolge der unterschiedlichen Rauheit von Sohle und Trennfläche als ein kompaktes Gerinne mit Rauheitsgliederung dar, dessen Widerstandsverhalten bei bekannter Trennflächenrauheit bzw. bekanntem Trennflächenwiderstand nach den für **Fall 3** angegebenen Beziehungen berechnet werden kann.

Eine Gleichung zur Bestimmung der Trennflächenrauheit ist in der Veröffentlichung von MERTENS [1989] zu finden und eine zur Bestimmung des Trennflächenwiderstandes in der Arbeit von PASCHE [1984]. Beide Bestimmungsgleichungen enthalten als wesentliche Eingangsgrößen charakteristische Bewuchsparameter, die Abmessungen der Vorländer und des Hauptgerinnes sowie (bei PASCHE) die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Trennfläche und Vorland.

Mit der geschätzten mittleren Geschwindigkeit  $v_m$  im bewachsenen Teilquerschnitt kann der hydraulische Radius  $R_{Pf}$  der pflanzenbezogenen Einflussfläche wie folgt berechnet werden:

$$R_{Pf} = \lambda_{Pf} \cdot \frac{v_m^2}{8 \cdot g \cdot I_{So}} \quad (16.4)$$

Mit dem hydraulischen Radius  $R_{Pf}$  und dem benetzten Umfang  $U$  des Teilquerschnittes mit Bewuchs (feste Wandung, ohne Höhe der Trennfläche) ergibt sich für die angeströmte Fläche des gesamten Bewuchses:

$$A_{Pf} = U \cdot R_{Pf}.$$

Der Reibungswiderstand der Sohle  $\lambda_S$  bzw. der hydraulische Radius  $R_S$  der Sohle kann aus Gl. (16.5) ermittelt werden. Für  $v_m$  wird hierfür der obige Schätzwert zur Bestimmung der pflanzenbezogenen Teilfläche verwendet.

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda_S}} = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot R_S \cdot I_{So}}} = 2,5 \cdot \ln \left( \frac{R_S}{k_{s,S}} \right) + 6,27 \quad (16.5)$$

Für die auf die Sohle bezogene Teilfläche  $A_S$  kann folgender Ansatz gemacht werden:

$$A_S = U \cdot R_S.$$

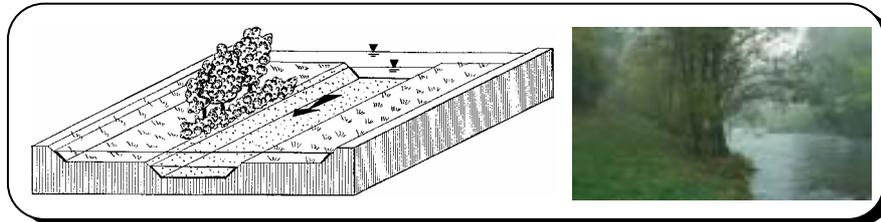
Die beiden Teilflächen  $A_{Pf}$  und  $A_S$  müssen der Gesamtfläche  $A$  bzw. die beiden Teilwiderstände  $\lambda_{Pf}$  und  $\lambda_S$  müssen dem Gesamtwiderstandsbeiwert  $\lambda$  des durchströmten Teilquerschnitts entsprechen (siehe Gl. 16.3). Andernfalls muss mit einer neuen geschätzten Geschwindigkeit  $v_m$  gerechnet werden.

Ist die Bedingung in Gl. (16.3) erfüllt, kann der **Abfluss im durchströmten Bewuchs** berechnet werden. Es gilt:  $Q_B = A \cdot v_m$ .

Die Gleichungen und die Vorgehensweise bei der Bestimmung des Fließwiderstandes von Gewässern mit Bewuchs sind im **Fall 7** ausführlich vorgestellt worden, so dass an dieser Stelle auf den Berechnungsablauf und das Berechnungsbeispiel in **Fall 7** verwiesen wird.



## **Fall Nr. 17: "Gegliedertes Gerinne mit Gehölzstreifen entlang des Mittelwasserbettes"**



### **F17.1 Charakteristiken eines gegliederten Gerinnes mit kurzen Gehölzstreifen entlang des Mittelwasserbettes**

Im vorliegenden Fall werden Gewässer mit Gehölzstreifen relativ geringer Längenausdehnung betrachtet, die sich am Mittelwasserbett von Doppeltrapezgerinnen befinden. Bei den Gehölzstreifen handelt es sich um Strauchweiden, die als Lebendverbau zur Uferstabilisierung bzw. zur ökologischen Aufwertung des Fließgewässers dienen. Die Bewuchsstreifen, deren Einzelgehölze eine hohe Verzweigungsdichte besitzen, werden im Hochwasserfall allseits umströmt, jedoch nicht überströmt. Aufgrund der hohen Strukturdichte und der relativ dichten Anordnung der Einzelgehölze kann der gesamte gehölzbestandene Bereich als nicht durchströmbar angenommen werden.

#### **a) Das Strömungsfeld**

Betrachtet man das Strömungsfeld vom Eintritt bis zum Austritt aus den gehölzbestandenen Gewässerabschnitten, so kann dieses in fünf Bereiche, die sich in ihrem strömungsdynamischen Verhalten unterscheiden, untergliedert werden (siehe Abb. F17.1).

Bereits oberstrom der Bewuchsstreifen (Bereich A) wird die vorher geradlinig ausgerichtete Strömung durch den Verbau seitlich abgelenkt und in Teilströme aufgeteilt. Hierdurch entsteht am Kopf des Bewuchsstreifens eine entgegen der Fließrichtung drehende Walzenzone. Das Rezirkulationsgebiet der Kopfwalzen ist durch turbulente Strömungsstrukturen geprägt, die mit der Außenströmung über Scherströmungen in Wechselwirkung stehen.

Beim Eintritt in die gehölzbestandene Fließstrecke (Bereich B) löst sich die Strömung von beiden Seiten der Bewuchswandung ab. Im Strömungsschatten der Ablösung entstehen entlang der Bewuchssäume im sogenannten Ablöse- oder Rezirkulationsgebiet Geschwindigkeitsprofile mit Rückströmanteilen. Die Ablösegebiete verdrängen die Außenströmung ähnlich wie eine feste Berandung und schnüren die Strömung ein.

Am Ende des Ablösebereichs (Bereich C) legt sich die Außenströmung wieder an die Wandung der Bewuchssäume an. Bei konventionellen Einbauten sind die durch die Wandreibung verursachten Energiehöhenverluste im Vergleich zu den örtlichen Verlusten des Kontraktions- und Expansionsbereichs relativ gering, so dass ihnen im Allgemeinen wenig Bedeutung zukommt. In Gewässern mit Gehölzstreifen werden die Strömungsverhältnisse jedoch entscheidend von den Bewuchssäumen beeinflusst. Die in die Strömung hineinragenden „Äste“ führen zu einer Vielzahl von Kleinstablösungen. Diese beeinflussen sich gegenseitig und entwickeln sich zu makroturbulenten Strömungsbildern, welche zu einer starken Abbremsung der Hauptströmung im bewuchsnahen Bereich führen. Die als große hydraulische Rauheit wirkende Oberfläche der Bewuchssäume führt zu einer deutlich breiteren Seitenwalzenzone als sie z.B. bei Brückenpfeilern beobachtet wird.

Beim Austritt aus der verbauten Fließstrecke (Bereich D) löst sich die Strömung von den Bewuchswänden ab. Dabei entstehen freie Scherschichten. Sie begrenzen die sich am Ende der Bewuchsstreifen ausbildende, entgegen der Fließrichtung drehende Unterwalzenzone (Rückströmgebiet), die im Vergleich zur Kopfwalzenzone erheblich ausgeprägter ist. Das Rückströmgebiet der Unterwalzenzone richtet sich in der Strömung wie eine sich hin und her bewegende Windfahne aus. Impulsartig und in quasi-periodischer Abfolge trennen sich von ihr großräumige Wirbelstrukturen ab, die entweder zur Vorland- oder zur Hauptgerinneströmung hin ausgerichtet sind.

An das Rückströmgebiet der beiden Unterwalzenzonen schließt sich der Nachlaufbereich (Bereich E) an, in dem sich die vorher voneinander getrennten Teilströme wieder vereinigen. Die Ablösungen der beiden Unterwalzenbereiche treten dabei in wechselseitige Beziehung. Die Vereinigung erfolgt somit unter turbulenten Strömungsbewegungen, denen zusätzliche periodische und stochastische Anteile überlagert sind. Dies führt zu einer pendelnden Ausrichtung der gesamten Hauptströmung. Bei konventionellem Pfeilerverbau tritt diese quasi-harmonische Strömungsbewegung ebenfalls auf, sie ist jedoch lediglich auf einen etwa pfeilerbreiten Bereich begrenzt. Bei den Fällen mit Bewuchs weitet sie sich jedoch über das gesamte Hauptgerinne aus.

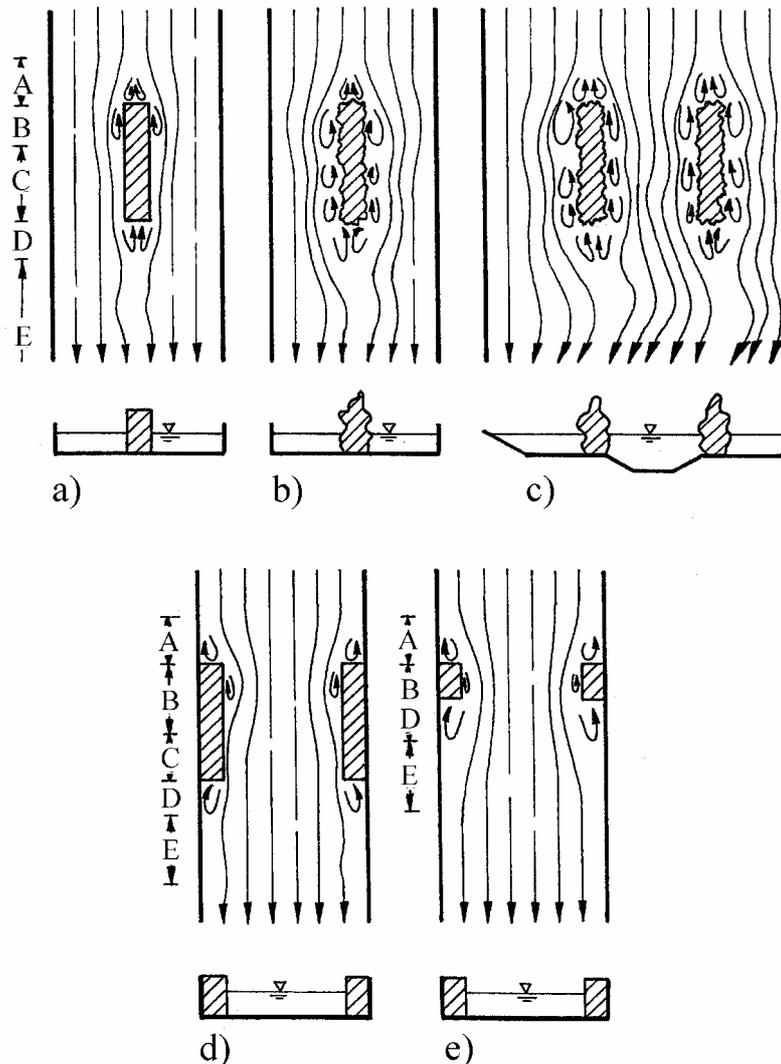


Abb. F17.1: Strömungsverhältnisse in Gerinnen mit Einbauten

a) konventionelle Einbauten im Rechteckgerinne

b) Gehölzstreifen im Rechteckgerinne

d) lange Gerinneeinengung

c) im Doppeltrapezgerinne

e) kurze Gerinneeinengung

## b) Wasserspiegellängsprofil

Das beschriebene Strömungsverhalten drückt sich entsprechend im Wasserspiegellängsprofil aus, das hier analog zur Richtung der Berechnung bei strömendem Abfluss von Unter- nach Oberstrom beschrieben wird (vgl. Abb. F17.2):

Unterstrom des verbauten Gerinneabschnitts (Bereich E)

Hier liegt Normalabfluss mit der Wassertiefe  $y_u$  vor. Bereits kurz vor Erreichen der Engstelle beginnt der Wasserspiegel plötzlich zu sinken (negatives Wasserspiegelgefälle).

Expansionsbereich (Bereich D)

Am unterstromigen Ende der verbauten Gerinnestrecke erreicht die Absenkung ( $y_{\min}$ ) und damit auch die Fließgeschwindigkeit ihren Extremwert.

Verbaute Fließstrecke (Bereich C)

Oberstrom der Gerinneaufweitung steigt der Wasserspiegel zuerst sprunghaft (Stoßverlust) und im weiteren Verlauf stetig an (Oberflächenwiderstand). Es entwickelt sich ein Wasserspiegellängsgefälle, das steiler ist als das der Gerinnesohle. Im Gegensatz zu den relativ glatten Oberflächen konventioneller Einbauten (Brücken, Pfeiler, Widerlager) entstehen entlang der Bewuchssäume hohe Energiehöhenverluste, die zu einem stark ansteigenden Wasserspiegel führen.

Kontraktionsbereich (Bereich B)

Im Bereich der Kopfeinschnürung weist das Wasserspiegellängsprofil eine „Delle“ auf (Eintrittsverlust), die deutlich kleiner als die im Expansionsbereich ist. Am Kopf der Bewuchsstreifen bildet sich eine ausgeprägte örtliche „Bugwelle“ aus, die jedoch auf die Anströmfläche beschränkt ist, so dass sie im Wasserspiegellängsprofil, das in Gerinnemitte aufgenommen wurde, nicht in Erscheinung tritt.

Oberstrom des verbauten Streckenabschnitts (Bereich A)

Etwas oberstrom der Kopfwalzenzone stellt sich die Stauhöhe  $z$  für den höchsten Wasserstand  $y_o$  ein. Stromaufwärts nähert sich der Wasserspiegel entsprechend einer Staukurve wieder den Normalabflussverhältnissen an.

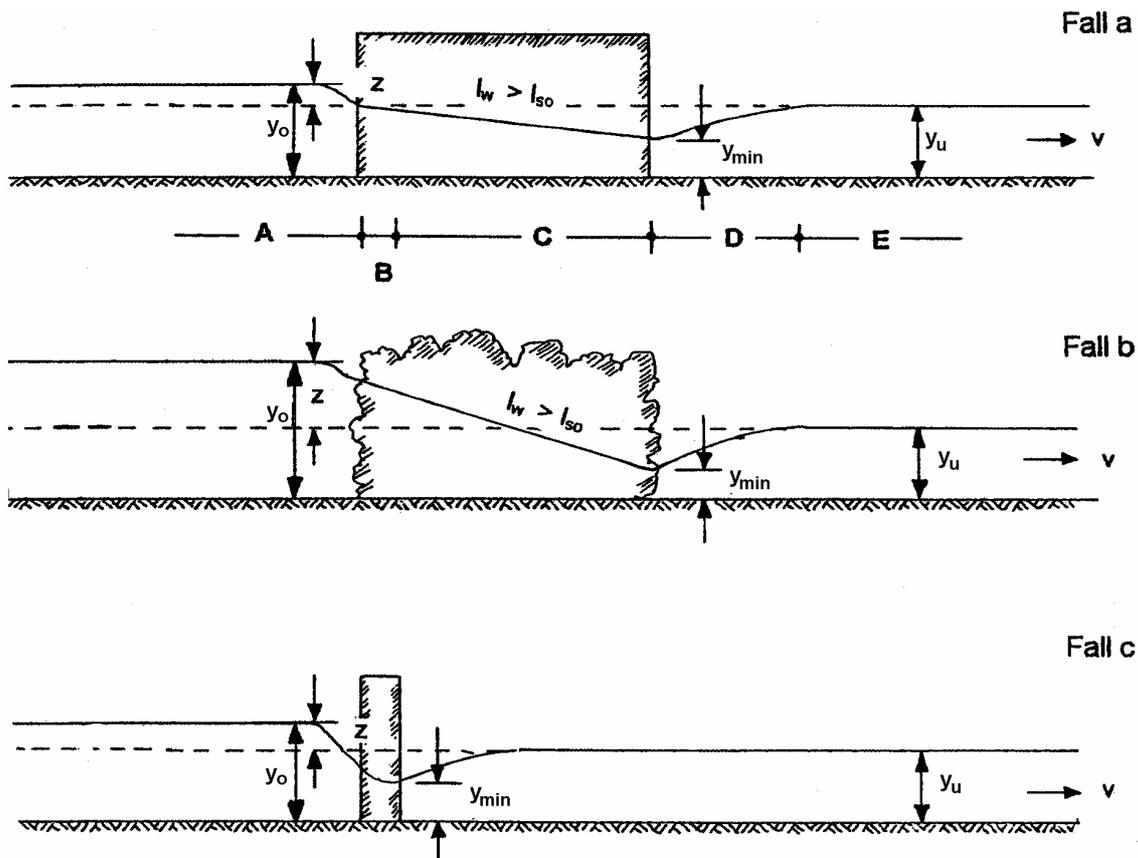


Abb. F17.2: Wasserspiegellängsprofil im Gerinne mit Einbauten  
 Fall a: konventionelle Einbauten  
 Fall b: Verbau durch Gehölzstreifen  
 Fall c: kurze Einbauten

## F17.2 Am Theodor-Rehbock-Laboratorium durchgeführte Untersuchungen

Um den Einfluss kurzer Bewuchsstreifen auf das Wasserspiegellängsprofil im gehölzbestandenen Gewässerabschnitt abschätzen zu können, wurden experimentelle Untersuchungen in physikalischen Modellen (M 1:25) des Theodor-Rehbock-Laboratoriums durchgeführt. Alle Versuche erfolgten bei strömendem Abfluss und voll ausgebildeter turbulenter Strömung. In den Hauptexperimenten wurden drei unterschiedliche Doppeltrapezgerinne (Abb. F17.3) untersucht sowie die Länge und Breite der Bewuchsstreifen variiert. In zusätzlichen Versuchen wurde der Abstand zwischen den einzelnen Gehölzelementen in Fließrichtung geändert.

Bei dem Bewuchs handelte es sich um dicht verzweigte Gehölzstreifen, die aus Kunststoffelementen erstellt wurden (Bild 1 u. 2). Die hydraulische Wirkung von Bewuchsstreifen hängt im Wesentlichen vom mittleren Verzweigungsgrad  $\omega$  ab. Der Verzweigungsgrad  $\omega$  beschreibt das Verhältnis aus der Anzahl der eingetauchten Äste  $N_{\bar{A}}$  und dem Volumen des durchströmten Bewuchsstreifens  $V_R$  (siehe z.B. BECKER [1999]). Für die im Labor verwendeten Bewuchsstreifen wurde der Verzweigungsgrad zu  $\omega = 2$  bis  $4$  Äste /  $\text{cm}^3$  bestimmt. Auf Naturgrößen umgerechnet ergibt sich für die dicht verzweigte Gehölzstruktur  $\omega$  zu 130 bis 260 Äste /  $\text{m}^3$  (BECKER [1999]). Bei Gehölzstreifen mit einem derart hohen Verzweigungsgrad resultiert die hydraulische Wirkung des Bewuchssaumes aus der Oberflächenrauheit.

Aus den experimentellen Untersuchungen ergaben sich für den Trennflächenwiderstand  $\lambda_T$  und die Trennflächenrauheit  $k_T$  entlang des modellierten Bewuchssaumes Werte von  $\lambda_T \approx 0,20$  [-] und  $k_T = 0,2 \div 0,3$  [m]. Die Umrechnung des Rauheitsmaßes  $k_T$  in Strickler-Beiwerte ( $k_{St, T}$ -Werte) kann nach Gl. (17.1) vorgenommen werden:

$$k_{St, T} = \frac{26}{k_T^{1/6}} \quad (17.1)$$

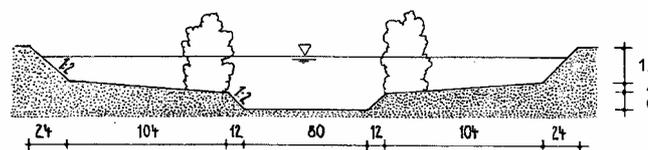
und führt zu folgenden Größen:  $k_{St, T} = 32 \div 34$  [ $m^{1/3}/s$ ]. Die Übertragung auf Naturverhältnisse erfolgt mit der Beziehung:

$$(k_{St})_{Modell} = L_r^{1/6} (k_{St})_{Natur} \quad (17.2)$$

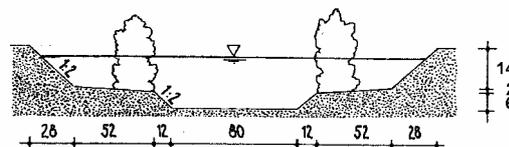
mit:  $L_r$  = Längenmaßstab (hier: 25)

Gl. (17.2) liefert folgende Strickler-Beiwerte:  $k_{St, T} = 19 \div 20$  [ $m^{1/3}/s$ ]. In der Literatur (DITTRICH [1998]) werden für das Rauheitsmaß der Trennfläche zwischen Bewuchs und bewuchsfreiem Querschnitt Werte von  $15 m^{1/3}/s \leq k_{St, T} \leq 80 m^{1/3}/s$  angegeben. Die Autoren selbst haben für jungen, flexiblen Strauchbewuchs (Weiden, Erlen, Eschen, etc.) an der Murr (siehe DITTRICH [1998]) für das Rauheitsmaß  $k_{St, T}$  einen Wert von  $80 m^{1/3}/s$  ermittelt. Die Rauheitswirkung von jungem, flexiblem Bewuchs ist damit vergleichbar mit einer glatten Betonwand, wogegen die verwendeten starren PVC-Äste eine äußerst ausgeprägte Rauheitswirkung besitzen. In Zukunft sollte deshalb die genauere Erforschung der Rauheitswirkung von natürlichem Bewuchs vorangetrieben werden.

**Gerinnequerschnitt DT 1**



**Gerinnequerschnitt DT 2**



**Gerinnequerschnitt DT 3**

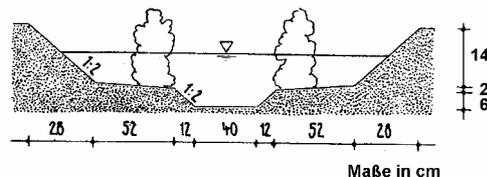


Abb. F17.3: Im Labor untersuchte Doppeltrapezquerschnitte.

Die Geometrie der drei unterschiedlichen Doppeltrapezgerinne (Abb. F17.3) entsprach Abmessungen typischer Mittelgebirgsflüsse in Baden-Württemberg. In den Modelluntersuchungen wurde die Betonoberfläche der Gerinne mit einer Feinkies-Zementschlämme aufgeraut, um vergleichbare Rauheitsverhältnisse wie an dem Naturgewässer „Kinzig“ zu erhalten. Die auf diese Weise erzeugten Widerstandsbeiwerte lagen für die Gerinnesohle bei  $\lambda_S = 0,05 \div 0,07$  und die auf Naturgröße umgerechneten Rauheitsbeiwerte ergaben sich zu:  $k_{s,H} \approx 0,25 \text{ m}$  und  $k_{s,Vor} \approx 0,1 \text{ m}$  (äquivalente Sandrauheiten der Sohlen im Hauptgerinne H und auf dem Vorland Vor) sowie  $k_{St,H} \approx 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $k_{St,Vor} \approx 37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Strickler-Beiwerte im Hauptgerinne und auf dem Vorland). Das Längsgefälle betrug in den drei Doppeltrapezgerinnen einheitlich  $I_{So} = 0,1 \text{ ‰}$ .



Bild 1: Ansicht der Bewuchselemente (BECKER, [1999])

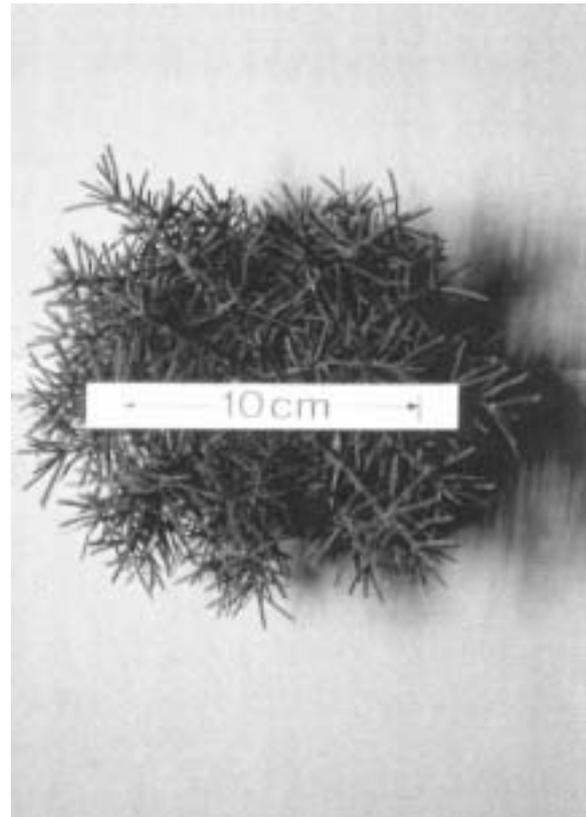


Bild 2: Draufsicht (BECKER, [1999])

### F17.3 Bestimmung der Wasserspiegellage entlang der gehölzbestandenen Gewässerabschnitte

#### a) Dimensionsanalytische Überlegungen

Die Gehölzstreifen führen analog zu den Verhältnissen bei einem Störkörper (s. Kap. 3.1.2 und **Fall 9**) zu einem Aufstau des Wasserspiegels, der kurz vor Eintritt der Strömung in die gehölzbestandene Fließstrecke sein Maximum, die Stauhöhe  $z$ , erreicht. Abb. F17.2 zeigt die Strömungsverhältnisse im Bereich der gehölzbestandenen Fließstrecke. Der genaue Verlauf der Wasserspiegellage wurde bereits in **Abschnitt F17.1** beschrieben. Im hier betrachteten Fall (symmetrischer Querschnitt; dichte Bewuchsstreifen) ist die mit der Wassertiefe im Hauptgerinne  $y_H$  normierte Stauhöhe  $z$  von folgenden Variablen abhängig (BECKER [1999]):

$$\frac{z}{y_H} = f \left( \frac{v}{v_{m,H} \cdot y_H}; C_w \text{ bzw. } \zeta_{\text{örtl.}}; \lambda_S; \lambda_T; \frac{g \cdot y_H}{v_{m,H}^2}; \frac{b_1}{y_H}; \frac{b_2}{y_H}; \frac{b_3}{y_H}; \frac{b_4}{y_H}; n_1; n_2; n_3; \frac{B_{VE}}{y_H}; \frac{L_{VE}}{y_H}; \omega; I_{So} \right) \quad (17.3)$$

Bei den Variablen handelt es sich um folgende Einflussgrößen:

$\rho$	= Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]
$v$	= kinematische Zähigkeit des Wassers [m <sup>2</sup> /s]
$v_{m,H}$	= mittlere Fließgeschwindigkeit im Hauptgerinne [m/s]
$C_w$	= Widerstandsbeiwert der Gehölzstreifen [-]
$\zeta_{\text{örtl.}}$	= örtlicher Verlustbeiwert [-]
$\lambda_S$	= Widerstandsbeiwert der Gerinnesohle [-]
$\lambda_T$	= Widerstandsbeiwert der Trennflächenrauheit [-]
$b_1$	= Breite der Hochwasser-Deichböschung [m]
$b_2$	= Breite des Vorlandes (ohne Hochwasser-Deichböschung) [m]
$b_3$	= Breite der Mittelwasserböschung [m]
$b_4$	= Breite des Hauptgerinnes bis zur Gerinneachse (ohne MW-Böschung) [m]
$n_1$	= Böschungsneigung der Hochwasserdeiche [-]
$n_2$	= Querneigung des Vorlandes [-]
$n_3$	= Böschungsneigung des Mittelwasserbettes [-]
$B_{VE}$	= Breite der Gehölzstreifen [m]
$L_{VE}$	= Länge der Gehölzstreifen [m]
$\omega$	= Bewuchsparameter [-]
$I_{So}$	= Sohlengefälle [-]

Einige Variablen stellen gebräuchliche Kenngrößen dar und sollen nachfolgend erläutert werden.

Der Term  $[v/(v_{m,H} \cdot h_H)]$  stellt den reziproken Ausdruck der Reynolds-Zahl dar, die den Einfluss der Zähigkeit, die sich vor allem bei Strömungsablösungen und Energiehöhenverlusten bemerkbar macht, kennzeichnet. In den angeführten Untersuchungen hat sich gezeigt, dass die Re-Zahl von untergeordneter Bedeutung ist und daher vernachlässigt werden kann.

Der Term  $[(g \cdot h_H)/v_{m,H}^2]$  kennzeichnet die Froude-Zahl, hier in reziproker quadrierter Form. Die Fr-Zahl spielt beim Auftreten von Oberflächenwellen eine Rolle und kennzeichnet das Verhältnis von Trägheitskraft und Schwerkraft. In den durchgeführten Untersuchungen besaß die Fr-Zahl eine relativ kleine Bandbreite und lag zwischen 0,44 und 0,46, so dass auf Grundlage der Versuche keine funktionale Abhängigkeit dieser Größe abgeleitet werden konnte.

Die Böschungsneigungen  $n_1$ ,  $n_2$  und  $n_3$  sowie die Böschungsbreiten  $b_1$  und  $b_3$  (siehe Abb. F17.3) wurden bei den Versuchen nicht verändert.

Der Strömungswiderstand, der von einem Störkörper (Gehölzstreifen) verursacht wird, setzt sich aus einem örtlich konzentrierten (infolge Formwiderstand) und aus einem kontinuierlich verteilten (infolge Oberflächenwiderstand) Energiehöhenverlust zusammen.

Der Widerstandsbeiwert  $C_w$  kann entweder auf beide Anteile oder nur auf den örtlich konzentrierten Anteil bezogen werden. Bei letzterem müssen die Energiehöhenverluste infolge Oberflächenwiderstand gesondert bestimmt werden.

Der Schwerpunkt der im Doppeltrapezgerinne durchgeführten Untersuchungen lag in der Bestimmung der örtlich konzentrierten Verluste. Dieser Anteil des Widerstandsbeiwertes  $C_w$  wird hier als örtlicher Verlustbeiwert  $\zeta_{\text{örtl.}}$  ausgedrückt.

Die Widerstandsbeiwerte der Gerinnesohle und der Trennflächenrauheit  $\lambda_S$  und  $\lambda_T$  sowie der Bewuchsparameter  $\omega$  und die Sohlenneigung  $I_{S0}$  wurden zur Reduzierung des versuchstechnischen Aufwandes, wie in **Abschnitt F17.2** erläutert, festgelegt.

Unter Berücksichtigung der aufgeführten Erläuterungen lag dem am Theodor-Rehbock-Laboratorium durchgeführten Untersuchungsprogramm für die Stauhöhe  $z$  folgende dimensionsanalytische Gleichung zugrunde:

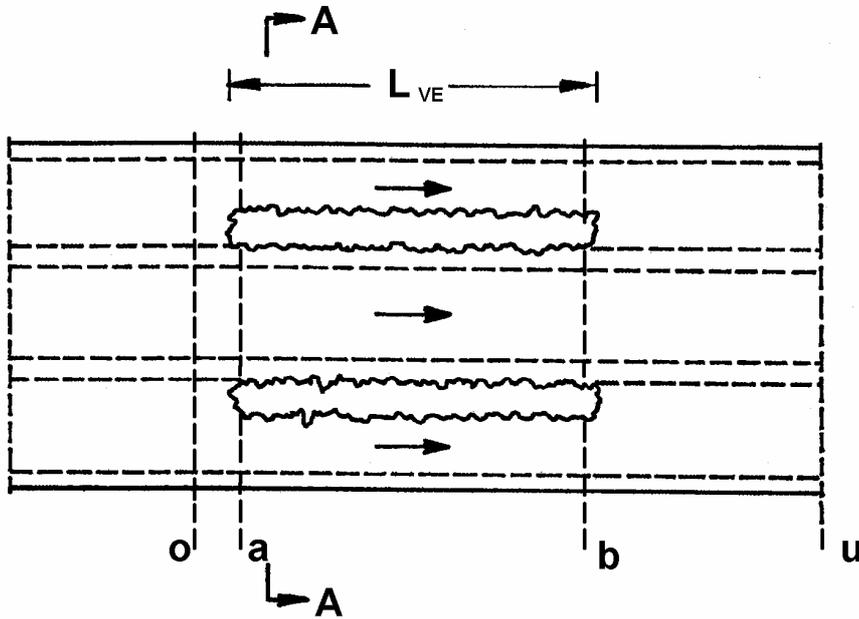
$$\frac{z}{y_H} = f \left( \zeta_{\text{örtl.}} ; \frac{b_2}{y_H} ; \frac{b_4}{y_H} ; \frac{B_{VE}}{y_H} ; \frac{L_{VE}}{y_H} \right) \quad (17.4)$$

#### b) Vorgehensweise bei der Wasserspiegellagenberechnung

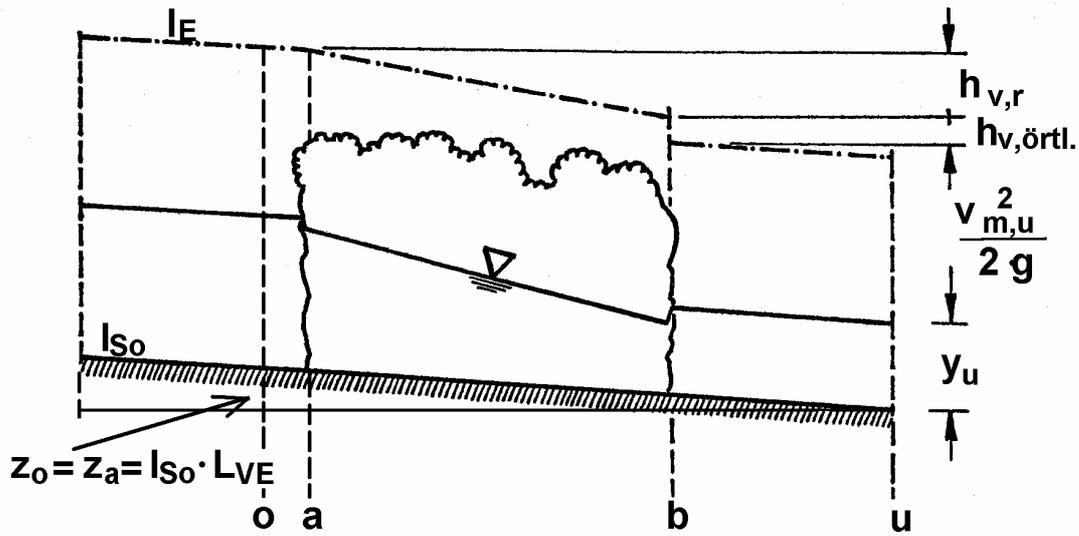
Ist nicht allein die Stauhöhe, sondern auch das Wasserspiegellängsprofil im gehölzbestandenen Fließabschnitt von Interesse, so kann die Berechnung nicht mehr in einem Schritt durchgeführt werden. Der Gesamtenergiehöhenverlust muss aufgesplittet werden in einen Anteil, der durch die örtlichen Verluste (infolge Gerinnequerschnittsänderung durch Einbauten) verursacht wird und in einen Anteil, der durch die kontinuierlichen Verluste (infolge Oberflächenwiderstand) hervorgerufen wird.

Die im Folgenden verwendete Nomenklatur ist in Abb. F17.4 definiert.

**Draufsicht**



**Längsschnitt**



**Schnitt A - A**

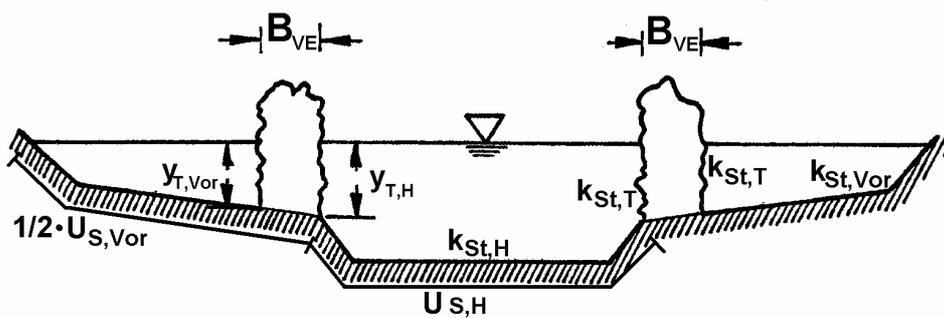


Abb. F17.4: Doppeltrapezgerinne mit kurzen Gehölzstreifen – Definitionsskizze.

## Örtliche Verluste

Infolge der Querschnittsänderung am Ende (Expansionsbereich) und am Anfang (Kontraktionsbereich) der bewuchsbestandenen Fließstrecke treten örtliche Verluste auf. Diese gehen als Summenwert  $h_{v,\text{örtl.}} = h_{v,\text{expansion}} + h_{v,\text{kontraktion}}$  [m], der im Aufweitungsquerschnitt (u) berücksichtigt wird (s. Abb. F17.4), in die Berechnung ein. Eine getrennte Aufschlüsselung nach Aus- und Eintrittsverlust erfolgt nicht.

Der örtliche Energiehöhenverlust  $h_{v,\text{örtl.}}$  kann auf der Grundlage von Abb. F17.5 berechnet werden. Hierzu werden der Verbauungsgrad  $\alpha$ , welcher die geometrischen Größen  $b_2$ ,  $b_4$  und  $B_{VE}$  aus Gl. (17.4) beinhaltet, und das Verhältnis der hydraulischen Radien  $R_{H,u}/R_{Vor,u}$  benötigt.

Der Verbauungsgrad  $\alpha$  wird mit Hilfe der Normalabflusstiefe  $y_u$  im Querschnitt u berechnet und ist durch folgende Beziehungen gegeben:

$$\alpha = \frac{A_{VE}}{A_{ges}} \quad (17.5a)$$

$$A_{VE} = 2 \cdot \frac{y_{T,H} + y_{T,Vor}}{2} \cdot B_{VE} \quad (17.5b)$$

$$A_{ges} = A_H + A_{Vor} \quad (17.5c)$$

mit:

- $\alpha$  = Verbauungsgrad [-]
- $A_{VE}$  = benetzte Fläche des Bewuchsstreifens bei der Wassertiefe  $y_u$  [m<sup>2</sup>]
- $A_{ges}$  = Fließquerschnitt des unbepflanzten Gerinnes bei der Wassertiefe  $y_u$  [m<sup>2</sup>]
- $y_u$  = Wassertiefe Unterstrom der bewuchsbestandenen Fließstrecke (Querschnitt 1, s. Abb. F17.4) [m]
- $y_{T,Vor}$  = benetzter Umfang der fiktiven Trennfläche am vorlandseitigen Bewuchssaum [m]
- $y_{T,H}$  = benetzter Umfang der fiktiven Trennfläche am hauptgerinneseitigen Bewuchssaum [m]
- $A_H$  = Abflussquerschnitt des Hauptgerinnes für das Gerinne ohne Bewuchs [m<sup>2</sup>]
- $A_{Vor}$  = Abflussquerschnitt des Vorlandes für das Gerinne ohne Bewuchs [m<sup>2</sup>]

Das Verhältnis der hydraulischen Radien der Teilquerschnitte lautet

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{R_{H,u}}{R_{Vor,u}} \quad (17.6)$$

mit:

- $R_{H,u}$  = hydraulischer Radius des Hauptgerinnes für das Gerinne ohne Bewuchs
- $R_{Vor,u}$  = hydraulischer Radius des Vorlandes für das Gerinne ohne Bewuchs

Mit den oben berechneten Größen  $\alpha$  und  $0,5 \cdot R_{H,u}/R_{Vor,u}$  wird der Verlustbeiwert  $\zeta_{\text{örtl.}}$  aus dem Diagramm der Abb. F17.5 abgelesen.

Der örtliche Energiehöhenverlust berechnet sich wie folgt:

$$h_{v,\text{örtl.}} = \zeta_{\text{örtl.}} \cdot \frac{v_{m,u}^2}{2 \cdot g} \quad (17.7)$$

mit:  $v_{m,u} = Q/A_{ges}$  = mittlere Fließgeschwindigkeit des gegliederten Gerinnes

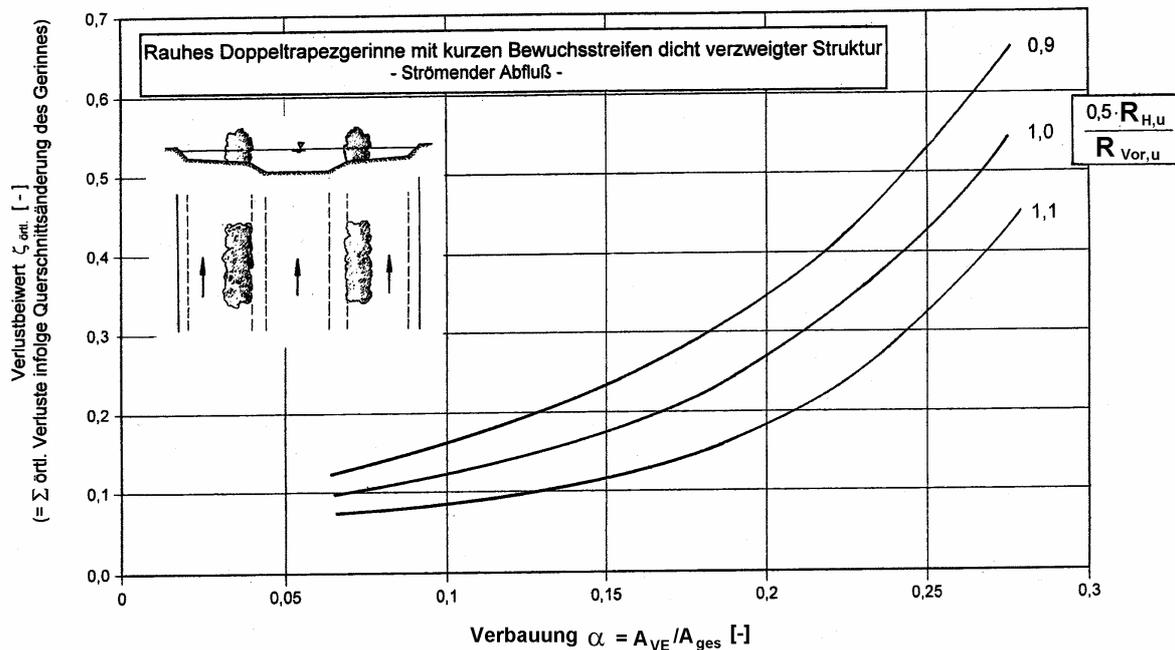


Abb. F17.5: Verlustbeiwert  $\zeta_{\text{örtl.}}$  ( $= \Sigma$  örtl. Verluste) in Abhängigkeit vom Verbauungsgrad  $\alpha$  (DT - Gerinne mit kurzen Bewuchsstreifen entlang des Mittelwasserbettes).

### Kontinuierliche Verluste

Die Wasserspiegellinienberechnung für den aus dem Bewuchssaum resultierenden kontinuierlichen Energiehöhenverlust  $h_{v,r}$  (Abb. F17.4) erfolgt auf der Grundlage des allgemeinen Fließgesetzes in Verbindung mit dem Widerstandsgesetz nach COLEBROOK-WHITE bzw. alternativ unter Verwendung der GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Gleichung.

Zur Berechnung der kontinuierlichen Verluste muss also zunächst der Schritt vom unbewachsenen Querschnitt u in den bewuchsbestandenen Querschnitt (b) (Abb. F17.4) vollzogen werden. Im bewuchsbestandenen Streckenabschnitt geht nur der gehölzfreie Abflussquerschnitt in die Berechnung ein (Flächenabzugsverfahren). Die Trennfläche wird am äußeren Rand des Bewuchssaumes angesetzt.

Mit Gl. (17.8) wird die Wassertiefe  $y_b$  iterativ bestimmt:

$$y_b + \frac{v_{m,b}^2}{2 \cdot g} = y_u + \frac{v_{m,u}^2}{2 \cdot g} + h_{v,\text{örtl.}} \quad (17.8)$$

Liegen geometrische Randbedingungen und Bewuchsformen (Ufersaumwald mit dichtem Buschwerk) vor, die den in dieser Arbeit untersuchten ähnlich sind, so kann für den Trennflächenwiderstand ein Wert von  $\lambda_T \approx 0,20$  und für die Trennflächenrauheit ein Wert von  $k_T = 0,2$  bis  $0,3$  [m] bzw.  $k_{St,T} = 19$  bis  $20$  [ $m^{1/3}/s$ ] angenommen werden.

Der kontinuierliche Energiehöhenverlust  $h_{v,r}$  kann allgemein wie folgt berechnet werden:

$$h_{v,r} = \lambda \cdot \frac{L_{VE}}{4 \cdot R} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g} \quad (17.9a)$$

mit:  $\lambda = \lambda_S + \lambda_T =$  Gesamtwiderstandsbeiwert eines Gewässerabschnitts mit Bewuchs

oder auf der Grundlage der GAUCKLER-MANNING-STRICKLER Gleichung:

$$h_{v,r} = L_{VE} \cdot I_E = \frac{L_{VE}}{k_{St}^2 \cdot R^{4/3}} \cdot v_m^2 \quad (17.9b)$$

In der Berechnung wird der gegliederte Gerinnequerschnitt in einzelne kompakte Teilbereiche aufgeteilt (Vorländer und Hauptgerinne), so dass zunächst die Abflussaufteilung in Vorland- und Hauptgerinneabfluss zu ermitteln ist.

Für den vorliegenden **Fall 17** wird zur Bestimmung der Durchflüsse im Hauptgerinne und auf den Vorländern sowie der Widerstandsbeiwerte der Ansatz von GAUCKLER-MANNING-STRICKLER vorgeschlagen. Er lautet für das Doppeltrapezgerinne mit Bewuchs für die Geschwindigkeiten im Hauptgerinne ( $v_{m,H}$ ) und auf den Vorländern ( $v_{m,Vor}$ ):

$$v_{m,H} = \frac{Q_H}{A_H} = \bar{k}_{St,H} \cdot R_H^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (17.10a)$$

und

$$v_{m,Vor} = \frac{Q_{Vor}}{A_{Vor}} = \bar{k}_{St,Vor} \cdot R_{Vor}^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (17.10b)$$

mit:  $Q_H, Q_{Vor}$  = Abfluss im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern  
 $A_H, A_{Vor}$  = durchströmte Querschnittsfläche im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern  
 $R_H, R_{Vor}$  = hydraulischer Radius des Hauptgerinnes bzw. der Vorländer

und den gewichteten Strickler-Beiwerten

$$\bar{k}_{St,H} = \left( \frac{U_H}{2 \cdot y_{T,H} / k_{St,T}^{3/2} + U_{S,H} / k_{St,H}^{3/2}} \right)^{2/3} \quad (17.11a)$$

$$\bar{k}_{St,Vor} = \left( \frac{U_{Vor}}{2 \cdot y_{T,Vor} / k_{St,T}^{3/2} + U_{S,Vor} / k_{St,Vor}^{3/2}} \right)^{2/3} \quad (17.11b)$$

mit:  $U_H, U_{Vor}$  = benetzte Umfänge der Sohle und Wandungen mit Berücksichtigung der Trennflächen im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern im bewuchsbestandenen Querschnitt  
 $U_{S,H}, U_{S,Vor}$  = benetzte Umfänge der Sohle und Wandungen im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern im bewuchsfreien Querschnitt  
 $y_{T,H}, y_{T,Vor}$  = benetzte Ränder des Bewuchses im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern  
 $k_{St,H}, k_{St,Vor}$  = Strickler-Beiwerte der Sohle und Wandungen im Hauptgerinne bzw. auf den Vorländern  
 $k_{St,T}$  = Strickler-Beiwerte der Trennflächenrauheit des Bewuchses

Weiterhin gilt für den Gesamtabfluss  $Q$  die Bedingung:

$$Q = Q_H + Q_{Vor} \quad (17.12)$$

Die Abflussaufteilung im bewuchsbestandenen Querschnitt  $b$  mit der Wassertiefe  $y_b$  wird, unter der Voraussetzung, dass die Energielinienneigung  $I_E$  und die Verlusthöhen im Hauptgerinne ( $h_{v,r,H}$ ) und auf den Vorländern ( $h_{v,r,Vor}$ ) gleich sind, mit den Gln. (17.10) und (17.11) iterativ ermittelt.

Getrennt für Vorland und Hauptgerinne kann nun die kontinuierliche Verlusthöhe und damit die Wassertiefe  $y_a$  im bewuchsbestandenen Querschnitt (a) anhand von Gl. (17.13) iterativ berechnet werden.

Für die Vorländer gilt:

$$y_{Vor,a} + \frac{v_{m,Vor,a}^2}{2 \cdot g} + z_a = y_{Vor,b} + \frac{v_{m,Vor,b}^2}{2 \cdot g} + h_{v,r,Vor} \quad (17.13a)$$

und für das Hauptgerinne:

$$y_{H,a} + \frac{v_{m,H,a}^2}{2 \cdot g} + z_a = y_{H,b} + \frac{v_{m,H,b}^2}{2 \cdot g} + h_{v,r,H} \quad (17.13b)$$

mit:

$$h_{v,r,H} = h_{v,r,Vor} = \frac{L_{VE}}{\bar{k}_{St,H,m}^2 \cdot R_{H,m}^{4/3}} \cdot v_{m,H,m}^2 = \frac{L_{VE}}{\bar{k}_{St,Vor,m}^2 \cdot R_{Vor,m}^{4/3}} \cdot v_{m,Vor,m}^2 \quad (17.14)$$

und dem geodätischen Höhenunterschied  $z_a$  zwischen den Querschnitten (a) und (b)

$$z_a = L_{VE} \cdot I_{S0} \quad (17.15)$$

Die Fließgeschwindigkeiten  $v_{m,H,m}$  und  $v_{m,Vor,m}$ , die hydraulischen Radien  $R_{H,m}$  und  $R_{Vor,m}$  sowie die gewichteten Strickler-Werte  $\bar{k}_{St,H,m}$  und  $\bar{k}_{St,Vor,m}$  (nach Gl. 17.11) sind mit der zwischen den Querschnitten (a) und (b) gemittelten Wassertiefe  $y_m$  zu berechnen.

$$y_m = \frac{y_a + y_b}{2} \quad (17.16)$$

### Wasserstand $y_o$ oberhalb der Gehölzstreifen

Unter der Voraussetzung, dass die örtlichen Verluste voll im Aufweitungsquerschnitt (u) angerechnet werden und damit im Einengungsquerschnitt (o) keine weiteren Verluste auftreten, kann die Wassertiefe  $y_o$  nach Gl.(17.17) berechnet werden.

$$y_o + \frac{v_{m,o}^2}{2 \cdot g} = y_a + \frac{v_{m,a}^2}{2 \cdot g} \quad (17.17)$$

Die Stauhöhe  $z$  beträgt demnach

$$z = y_o - y_u \quad (17.18)$$

und die Gesamtverlusthöhe  $h_{v,r\text{ ges}}$

$$h_{v,r\text{ ges}} = h_{v,\text{örtl.}} + h_{v,r} \quad (17.19)$$

## F17.4 Qualitative Ergebnisse

### Verbauungsgrad

In den Laboruntersuchungen wurde in den unterschiedlich breiten Gerinnen u.a. die Breite der Gehölzstreifen variiert. Dadurch wurden unterschiedliche Verbauungsgrade  $\alpha$  erhalten. Dieses Untersuchungsprogramm lieferte das Ergebnis, dass die Stauhöhe  $z$  mit zunehmender Verbauung  $\alpha$  in Form einer Polynomfunktion zunimmt. Aufgrund des höheren Verbauungsgrades führte derselbe Bewuchsstreifen in den schmalen Gerinnen DT 2 und DT 3 zu einer deutlich größeren Stauhöhe als in dem breiten Gerinne DT 1.

### Länge der Gehölzstreifen

Die Länge der Gehölzstreifen wurde zwischen 2 und 6 m variiert. Es zeigte sich, dass die Stauhöhe  $z$  proportional zur Länge der Bewuchsstreifen  $L_{VE}$  ansteigt. Der Gradient der Geraden im  $z/L_{VE}$ -Diagramm erhöht sich mit zunehmendem Verbauungsgrad.

### Abfluss

Für die untersuchten Hochwasserabflüsse (voll überströmte Vorländer) steigt die Stauhöhe  $z$  annähernd proportional zum Gesamtabfluss  $Q$ . Von den Einflussgrößen  $\alpha$  und  $L_{VE}$  wird diese Abhängigkeit überlagert; der Gradient der Geraden nimmt mit zunehmender Länge  $L_{VE}$  und/oder zunehmendem Verbauungsgrad zu.

Der Einfluss verschieden großer Abflüsse hängt somit in entscheidendem Maße von der vorhandenen Verbauung und der Länge der Bewuchsstreifen ab. Je größer  $\alpha$  und/oder  $L_{VE}$  sind/ist, umso sensibler reagiert die Strömung bei Abflusszunahme mit einer Anhebung des Wasserspiegels.

### Gehölzbestand

In einer weiteren Versuchsreihe wurden aus den Gehölzstreifen schrittweise und gleichmäßig über die gesamte Länge verteilt einzelne Bewuchselemente entfernt. Infolge der Auslichtung traten die freien Teilströme  $Q_{Vor}$  und  $Q_H$  in direkte Wechselwirkung und verursachten ausgeprägte Interaktionsvorgänge. Die Untersuchungsergebnisse zeigten, dass die Stauhöhe erst dann nennenswert abnahm (um ca. 15 %), nachdem ca. 70 % der Bewuchselemente entfernt wurden. Dies entspricht etwa dem dreifachen Durchmesser eines einzelnen Bewuchselementes. Um die Stauhöhe auf den halben Wert zu senken, mussten in beiden Gerinnen ca. 90 % der Bewuchselemente entfernt werden.

### Aufeinanderfolgende Gehölzstreifen

In den Gerinnen DT 2 und DT 3 wurden Versuche mit hintereinander angeordneten kompakten Bewuchsstreifen durchgeführt. Wurde ein geschlossener Bewuchsstreifen in zwei bis drei kürzere Streifen der Länge  $L_{VE}$  unterteilt und diese in einem Abstand von  $\Delta x = 0,5 \div 1,5 \cdot L_{VE}$  hintereinander angeordnet, so wirkte sich dies wie folgt aus:

Im Vergleich zum geschlossenen Gehölzstreifen nahm die Stauhöhe zumindest bei großen Wassertiefen und breiten Gehölzstreifen um 20 ÷ 30 % zu, obwohl sich die Gesamtlänge der bepflanzten Fließstrecke nicht geändert hatte.

Eine Vergrößerung des Abstandes zwischen den Bewuchsstreifen von  $\Delta x = 0,5 \cdot L_{VE}$  auf  $1,5 \cdot L_{VE}$  (DT 2) bzw. von  $\Delta x = 0,5 \cdot L_{VE}$  auf  $3 \cdot L_{VE}$  (DT 3) hatte dagegen keine nennenswerte Auswirkung auf die Stauhöhe.

Sowohl bei den Versuchen mit zwei aufeinanderfolgenden Bewuchsstreifen der Länge  $L_{VE}$  als auch mit drei aufeinanderfolgenden Bewuchsstreifen war der Gesamtverlust (resp. die Stauhöhe) etwa so groß wie die entsprechende Summe der Einzelverluste. Der Einzelverlust bezieht sich hierbei auf das Gerinne mit einem einzigen bepflanzten Streckenabschnitt der Länge  $L_{VE}$ .

Nur bei breiten Bewuchsstreifen und schmalen Gerinnen war der Gesamtverlust infolge mehrerer aufeinanderfolgender Bewuchsstreifen etwa um 10 bis 30 % kleiner als die entsprechende Summe der Einzelverluste.



## Berechnungsablauf

Bestimmung der Stauhöhe  $z$  und der Gesamtverlusthöhe  $h_{v,r \text{ ges}}$   
infolge von  
Gehölzstreifen entlang des Mittelwasserbettes

Festlegung des Gewässerbereiches

Ermittlung der Parameter:

$b_1, b_2, b_3, b_4$  = Breiten des Gewässers  
 $B_{VE}, L_{VE}$  = Länge und Breite des Bewuchses  
 $n_1, n_2, n_3$  = Böschungsneigungen  
 $l_{So}$  = Neigung der Gewässersohle  
 $k_{St,H}, k_{St,Vor}$  = Rauheit des Hauptgerinnes und der Vorländer  
 $Q$  = maßgebender Durchfluss

Berechnung der Normalwassertiefe  $y_u$   
für das Gerinne ohne Bewuchs  
entsprechend **Fall 15**

Berechnung der örtlichen Verlusthöhe  $h_{v,örtl.}$   
nach Abb. F17.5, mit:  $\alpha = A_{VE}/A_{ges}$

Berechnung der Wassertiefe  $y_b$   
für das Gerinne mit Bewuchs (Gl. 17.8)

Berechnung der Abflussaufteilung in Querschnitt (b)  
 $Q = Q_H + Q_{Vor}$

Berechnung der Wassertiefe  $y_a$   
und der kontinuierlichen Verlusthöhe  $h_{v,r}$  (Gl. 17.13)

Berechnung der Wassertiefe  $y_o$   
für das Gerinne ohne Bewuchs (Gl. 17.17)

Berechnung der Stauhöhe  $z = y_o - y_u$   
und  
der Gesamtverlusthöhe  $h_{v,r \text{ ges}} = h_{v,örtl.} + h_{v,r}$



### F17.2.2 Berechnungsbeispiel

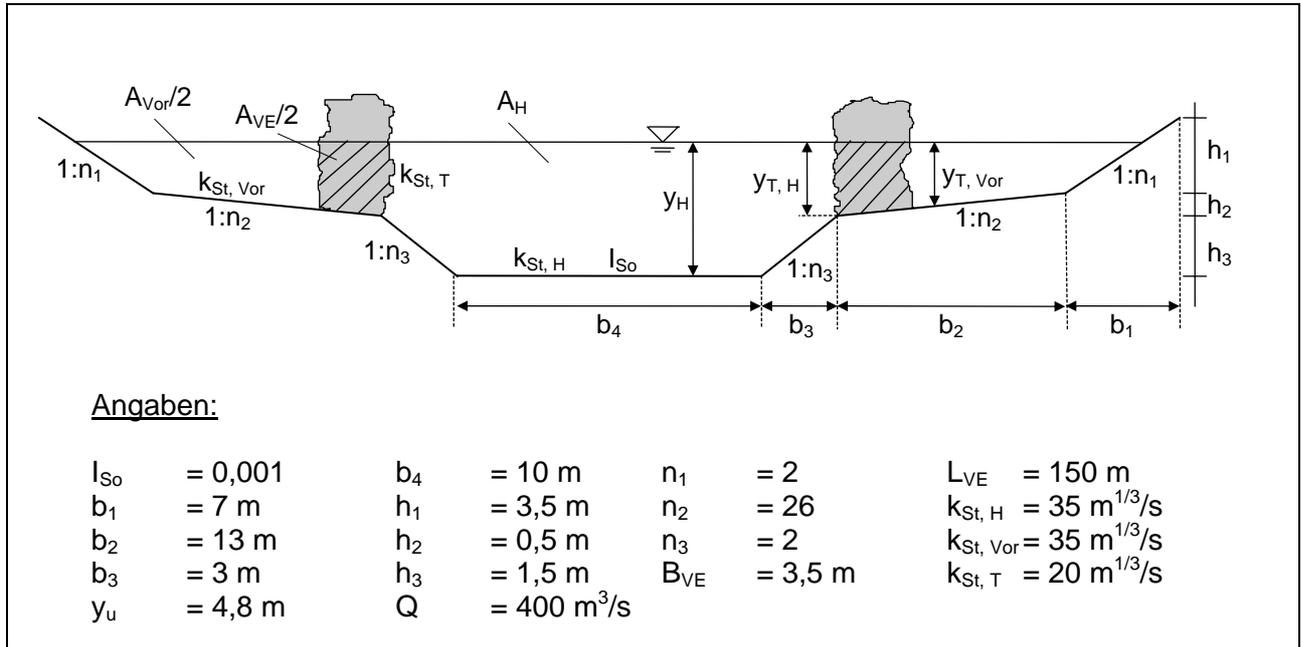


Abb. F17.6: Beispiel eines Doppeltrapezgerinnes mit Böschungsbewuchs entlang des Mittelwasserbettes.

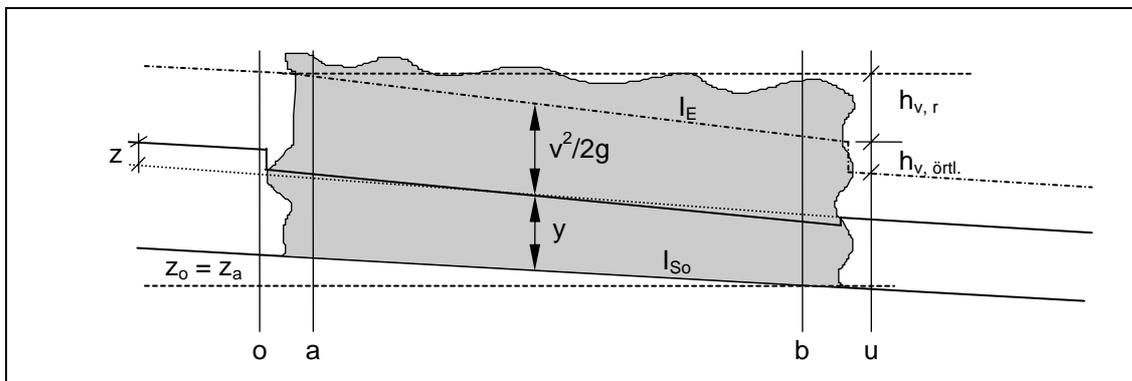


Abb. F17.7: Längsschnitt des Gewässers.

### Berechnung

1. Berechnung der geometrischen und hydraulischen Größen im unbewachsenen Querschnitt (u)

$$U_{S,Vor,u} = 2 \cdot \left( \sqrt{h_2^2 + b_2^2} + \sqrt{(y_u - h_2 - h_3)^2 + ((y_u - h_2 - h_3) \cdot n_1)^2} \right) = 38,54 \text{ m}$$

$$U_{S,H,u} = 2 \cdot \sqrt{h_3^2 + b_3^2} + b_4 = 16,71 \text{ m}$$

$$U_{ges,u} = U_{S,Vor,u} + U_{S,H,u} = 55,25 \text{ m}$$

$$A_{Vor,u} = 2 \cdot \left( (y_u - h_3 - \frac{h_2}{2}) \cdot b_2 + \frac{(y_u - h_2 - h_3)^2 \cdot n_1}{2} \right) = 94,98 \text{ m}^2$$

$$A_{H,u} = y_u \cdot (2 \cdot b_3 + b_4) - h_3 \cdot b_3 = 72,30 \text{ m}^2$$

$$A_{ges,u} = A_{Vor,u} + A_{H,u} = 167,28 \text{ m}^2$$

$$R_{\text{Vor,u}} = \frac{A_{\text{Vor,u}}}{U_{\text{S,Vor,u}}} = 2,42 \text{ m}$$

$$R_{\text{H,u}} = \frac{A_{\text{H,u}}}{U_{\text{S,H,u}}} = 4,33 \text{ m}$$

$$R_{\text{ges,u}} = \frac{A_{\text{ges,u}}}{U_{\text{ges,u}}} = 3,03 \text{ m}$$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit im unbewachsenen Querschnitt (u) beträgt:

$$v_{\text{m,u}} = \frac{Q}{A_{\text{ges,u}}} = 2,39 \text{ m/s}$$

und die spezifische Energielinienhöhe:

$$(H_0)_u = y_u + \frac{v_{\text{m,u}}^2}{2 \cdot g} = 5,09 \text{ m}$$

2. Berechnung der örtlichen Verlusthöhe  $h_{\text{v, örtl.}}$

$$h_{\text{v, örtl.}} = \zeta_{\text{örtl.}} \cdot \frac{v_{\text{m,u}}^2}{2 \cdot g} \quad \text{mit} \quad \zeta_{\text{örtl.}} = f(\alpha, R_{\text{Vor,u}}, R_{\text{H,u}})$$

Die örtliche Verlusthöhe ist eine Funktion des unbewachsenen Querschnitts (u) und des Verbauungsgrads  $\alpha$ , der wiederum eine Funktion des Querschnitts (u) ist.

$$A_{\text{VE}} = 2 \cdot \left( B_{\text{VE}} \cdot (y_u - h_3) - \frac{B_{\text{VE}}^2}{2 \cdot n_2} \right) = 22,63 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{A_{\text{VE}}}{A_{\text{ges,u}}} = \frac{22,63}{167,28} = 0,14$$

$$0,5 \cdot \frac{R_{\text{H,u}}}{R_{\text{Vor,u}}} = 0,5 \cdot \frac{4,33}{2,46} = 0,895$$

aus Abb. F17.5 folgt:  $\zeta_{\text{örtl.}} = 0,21$

und damit:  $h_{\text{v, örtl.}} = 0,21 \cdot \frac{2,39^2}{2 \cdot 9,81} = 0,06 \text{ m}$

### 3. Berechnung der geometrischen und hydraulischen Größen im bewachsenen Querschnitt (b)

Zunächst werden die Gleichungen zur Berechnung der benetzten Umfänge, der durchflossenen Querschnittsflächen und der hydraulischen Radien als Funktion der Wassertiefe  $y_b$  aufgestellt. Die durch den Bewuchs gegebenen Trennflächen  $y_{T,Vor}$  und  $y_{T,H}$  werden den jeweiligen benetzten Umfängen zugerechnet.

Trennflächen:

$$y_{T,Vor,b} = y_b - h_3 - \frac{B_{VE}}{n_2} \qquad y_{T,H,b} = y_b - h_3$$

benetzte Umfänge:

$$U_{Vor,b} = U_{S,Vor,b} - 2 \cdot \sqrt{B_{VE}^2 + \frac{B_{VE}^2}{n_2}} + 2 \cdot y_{T,Vor,b}$$

$$= 2 \cdot \left( \sqrt{\left(h_2 - \frac{B_{VE}}{n_2}\right)^2 + (b_2 - B_{VE})^2} + \sqrt{(y_b - h_2 - h_3)^2 + ((y_b - h_2 - h_3) \cdot n_1)^2} + \left(y_b - h_3 - \frac{B_{VE}}{n_2}\right) \right)$$

$$U_{H,b} = U_{S,H,b} + 2 \cdot y_{T,H,b} = 2 \cdot (y_b - h_3) + 2 \cdot \sqrt{h_3^2 + b_3^2} + b_4$$

$$U_{ges,b} = U_{Vor,b} + U_{H,b}$$

Die Berechnung der durchflossenen Querschnittsflächen erfolgt nach dem Flächenabzugsverfahren.

$$A_{Vor,b} = 2 \cdot \left( (y_b - h_3 - \frac{B_{VE}}{n_2}) \cdot (b_2 - B_{VE}) - \frac{1}{2} \cdot (h_2 - \frac{B_{VE}}{n_2}) \cdot (b_2 - B_{VE}) + \frac{(y_b - h_2 - h_3)^2 \cdot n_1}{2} \right)$$

$$A_{H,b} = y_b \cdot (2 \cdot b_3 + b_4) - h_3 \cdot b_3$$

$$A_{ges,b} = A_{Vor,b} + A_{H,b}$$

hydraulische Radien:

$$R_{Vor,b} = \frac{A_{Vor,b}}{U_{Vor,b}}$$

$$R_{H,b} = \frac{A_{H,b}}{U_{H,b}}$$

$$R_{ges,b} = \frac{A_{ges,b}}{U_{ges,b}}$$

Aufstellen der Bernoulli-Gleichung zwischen Querschnitt (u) und Querschnitt (b) liefert:

$$y_b + \frac{v_{m,b}^2}{2 \cdot g} = y_u + \frac{v_{m,u}^2}{2 \cdot g} + h_{v,\text{örtl.}}$$

$$\text{mit:} \quad v_{m,b} = \frac{Q}{A_{ges,b}}$$

Die Wassertiefe  $y_b$  kann nun auf iterativem Wege bestimmt werden. Für das vorliegende Beispiel beträgt die Wassertiefe im Querschnitt (b):

$$\mathbf{y_b = 4,75 \text{ m}}$$

Trennflächen:

$$y_{T,Vor,b} = 3,12 \text{ m}$$

$$y_{T,H,b} = 3,25 \text{ m}$$

Auf den Vorländern beträgt die Wassertiefe

$$y_{\text{Vor,b}} = \frac{y_{\text{T,Vor,b}} + (y_b - h_2 - h_3)}{2} = \frac{3,12 + 4,75 - 0,5 - 1,5}{2} = 2,93 \text{ m}$$

und im Hauptgerinne

$$y_{\text{T,H,b}} = y_b - h_3 = 4,75 - 1,5 = 3,25 \text{ m}$$

Damit berechnen sich die benetzten Umfänge, die durchflossenen Querschnittsflächen und die hydraulischen Radien zu:

$U_{\text{Vor,b}} = 37,54 \text{ m}$	$U_{\text{H,b}} = 23,21 \text{ m}$	$U_{\text{ges,b}} = 60,75 \text{ m}$
$A_{\text{Vor,b}} = 70,85 \text{ m}^2$	$A_{\text{H,b}} = 71,50 \text{ m}^2$	$A_{\text{ges,b}} = 142,35 \text{ m}^2$
$R_{\text{Vor,b}} = 1,89 \text{ m}$	$R_{\text{H,b}} = 3,08 \text{ m}$	$R_{\text{ges,b}} = 2,34 \text{ m}$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit im bewachsenen Querschnitt (b) beträgt:

$$v_{\text{m,b}} = \frac{Q}{A_{\text{ges,b}}} = 2,81 \text{ m/s}$$

und die spezifische Energielinienhöhe:

$$(H_0)_b = y_b + \frac{v_{\text{m,b}}^2}{2 \cdot g} = 5,15 \text{ m}$$

#### 4. Abflussaufteilung in $Q_{\text{H}}$ und $Q_{\text{Vor}}$

Mit der in Querschnitt (b) bekannten Wassertiefe  $y_b$  lässt sich nun die Aufteilung des Abflusses in den Abfluss auf den Vorländern  $Q_{\text{Vor}}$  und den Abfluss im Hauptgerinne  $Q_{\text{H}}$  iterativ bestimmen.

Die gewichteten Strickler-Werte betragen:

$$\bar{k}_{\text{St,Vor,b}} = \left( \frac{U_{\text{Vor,b}}}{2 \cdot y_{\text{T,Vor,b}} / k_{\text{St,T}}^{3/2} + U_{\text{S,Vor,b}} / k_{\text{St,Vor}}^{3/2}} \right)^{2/3} = \left( \frac{37,54}{2 \cdot 3,12 / 20^{3/2} + 38,32 / 35^{3/2}} \right)^{2/3} = 27,90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

$$\bar{k}_{\text{St,H,b}} = \left( \frac{U_{\text{H,b}}}{2 \cdot y_{\text{T,H,b}} / k_{\text{St,T}}^{3/2} + U_{\text{S,H,b}} / k_{\text{St,H}}^{3/2}} \right)^{2/3} = \left( \frac{23,21}{2 \cdot 3,25 / 20^{3/2} + 16,71 / 35^{3/2}} \right)^{2/3} = 28,40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

mit:

$$U_{\text{S,Vor,b}} = 2 \cdot \left( \sqrt{h_2^2 + b_2^2} + \sqrt{(y_b - h_2 - h_3)^2 + ((y_b - h_2 - h_3) \cdot n_1)^2} \right) = 38,32 \text{ m}$$

$$U_{\text{S,H,b}} = 2 \cdot \sqrt{h_3^2 + b_3^2} + b_4 = 16,71 \text{ m}$$

Tab. F17.1: Iteration der Abflussaufteilung, so dass  $I_{E,Vor,b} = I_{E,H,b}$  und  $h_{v,r Vor,b} = h_{v,r H,b}$  gilt.

$Q_{Vor}$ [m <sup>3</sup> /s]	$Q_H$ [m <sup>3</sup> /s]	$v_{m,Vor,b}$ [m/s]	$(H_0)_{Vor,b}$ [m]	$I_{E,Vor,b}$ [-]	$h_{v,r Vor,b}$ [m]	$v_{H,b}$ [m/s]	$(H_0)_{H,b}$ [m]	$I_{E,H,b}$ [-]	$h_{v,r H,b}$ [m]	$\Delta I_{Eb}$ [-]
160	240	2,26	3,19	0,0028	0,42	3,36	5,32	0,0031	0,47	-0,0003
168	232	2,37	3,22	0,0031	0,46	3,24	5,29	0,0029	0,44	0,0002
<b>165,2</b>	<b>234,8</b>	2,33	3,21	0,0030	0,45	3,28	5,30	0,0030	0,45	0,0000

mit:  $Q_H = Q - Q_{Vor}$

und:  $v_{m,Vor,b} = \frac{Q_{Vor}}{A_{Vor,b}}$   $(H_0)_{Vor,b} = y_{Vor,b} + \frac{v_{m,Vor,b}^2}{2 \cdot g}$

$$I_{E,Vor,b} = \left( \frac{v_{m,Vor,b}}{\bar{k}_{St,Vor,b} \cdot R_{Vor,b}^{2/3}} \right)^2 \quad h_{v,r Vor,b} = L_{VE} \cdot I_{E,Vor,b}$$

(für das Hauptgerinne ist der Index „Vor“ durch den Index „H“ zu ersetzen)

5. Berechnung der hydraulischen Größen im bewachsenen Querschnitt (a) und Berechnung der kontinuierlichen Verluste  $h_{v,r}$

Da die Voraussetzungen  $I_{E,Vor} = I_{E,H}$  und  $h_{v,r Vor} = h_{v,r H}$  stark vereinfachende Annahmen sind, empfiehlt es sich, die Wassertiefe  $y_a$  sowohl über das Vorland als auch über das Hauptgerinne zu berechnen und anschließend einen Mittelwert zu bilden.

Aufstellen der Bernoulli-Gleichung zwischen Querschnitt (b) und Querschnitt (a) liefert für das Hauptgerinne (für das Vorland ist der Index „H“ durch den Index „Vor“ zu ersetzen):

$$\underbrace{y_{H,a} + \frac{v_{m,H,a}^2}{2 \cdot g}}_{(H_0)_{H,a}} + z_A = \underbrace{y_b + \frac{v_{m,H,b}^2}{2 \cdot g}}_{(H_0)_{H,b}} + h_{v,rH}$$

mit:  $z_A = I_{S_0} \cdot L_{VE}$   $h_{v,r} = I_{E,H} \cdot L_{VE}$   $v_{m,H,a} = \frac{Q_H}{A_{H,a}}$

$$y_{H,m} = \frac{y_{H,a} + y_{H,b}}{2} \Rightarrow U_{H,m}, A_{H,m}, R_{H,m}, v_{m,H,m}$$

$$\bar{k}_{St,H,m} = \left( \frac{U_{H,m}}{2 \cdot y_{T,H,m} / k_{St,T}^{3/2} + U_{S,H,m} / k_{St,H}^{3/2}} \right)^{2/3} \quad I_{E,H,m} = \left( \frac{v_{m,H,m}}{\bar{k}_{St,H,m} \cdot R_{H,m}^{2/3}} \right)^2$$

a)  $y_a$  wählen

b) Vergleich:  $(H_0)_{H,a} - (H_0)_{H,b} = (I_{E,H,m} - I_{S_0}) \cdot L_{VE}$

nein  $\Rightarrow$  zu Schritt a) zurückkehren und neues  $y_a$  wählen

ja  $\Rightarrow$  Ende der Iteration

Die Iteration liefert

über das Hauptgerinne:

$$y_a = 5,08 \text{ m}$$

$$I_{E,H} = 0,0027$$

$$h_{v,rH} = 0,41 \text{ m}$$

und

über das Vorland:

$$y_a = 5,04 \text{ m}$$

$$I_{E,Vor} = 0,0025$$

$$h_{v,rVor} = 0,38 \text{ m}$$

Querschnitt (a):

$$\begin{array}{llll}
 \mathbf{y_a} & = & \mathbf{5,06\ m} & I_{E,Vor} = 0,0026 & \mathbf{h_{v,r}} & = & \mathbf{0,40\ m} \\
 U_{Vor,a} & = & 39,55\ m & U_{H,a} = 23,83\ m & U_{ges,a} & = & 63,38\ m \\
 A_{Vor,a} & = & 80,34\ m^2 & A_{H,a} = 76,46\ m^2 & A_{ges,a} & = & 156,80\ m^2 \\
 R_{Vor,a} & = & 2,03\ m & R_{H,a} = 3,21\ m & R_{ges,a} & = & 2,47\ m \\
 v_{m,a} & = & 2,55\ m/s & (H_0)_a = 5,39\ m & & & 
 \end{array}$$

6. Berechnung der hydraulischen Größen im unbewachsenen Querschnitt (o)

$$y_o + \frac{v_{m,o}^2}{2 \cdot g} = y_a + \frac{v_{m,a}^2}{2 \cdot g}$$

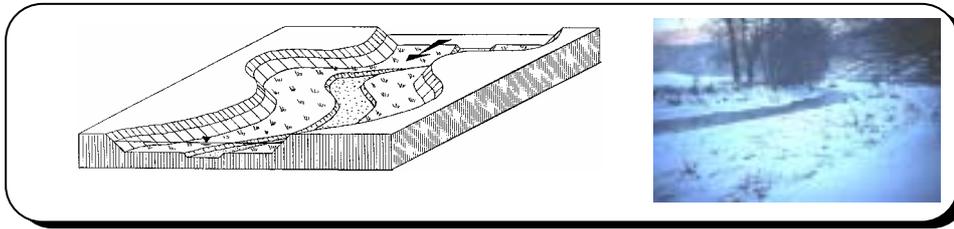
$$\begin{array}{llll}
 \mathbf{y_o} & = & \mathbf{5,16\ m} & & & & \\
 U_{Vor,o} & = & 40,15\ m & U_{H,o} = 16,71\ m & U_{ges,o} & = & 56,86\ m \\
 A_{Vor,o} & = & 108,63\ m^2 & A_{H,o} = 78,06\ m^2 & A_{ges,o} & = & 186,69\ m^2 \\
 R_{Vor,o} & = & 2,71\ m & R_{H,o} = 4,67\ m & R_{ges,o} & = & 3,28\ m \\
 v_{m,o} & = & 2,14\ m/s & (H_0)_o = 5,39\ m & & & 
 \end{array}$$

7. Stauhöhe  $z$  und Gesamtverlusthöhe  $h_{v,r\ ges}$

$$z = y_o - y_u = 5,16 - 4,80 = \mathbf{0,36\ m}$$

$$h_{v,r\ ges} = h_{v,\text{örtl.}} + h_{v,r} = 0,06 + 0,40 = \mathbf{0,46\ m}$$

### **Fall Nr. 18: "Gegliedertes Gerinne mit Kurven und Mäandern"**



#### **F18.1 Charakteristiken eines gegliederten Gerinnes mit Kurven und Mäandern**

Bei einem gegliederten Gerinne mit Kurven und Mäandern wird davon ausgegangen, dass der Abfluss über die Ufer tritt und sowohl im Hauptgerinne als auch auf dem angegliederten Vorland stattfindet. Abb. F18.1 zeigt qualitativ die Verteilung eines Abflusses bei überströmten Vorländern. Man erkennt, dass ein Massenaustausch zwischen Vorland und Hauptgerinne bzw. umgekehrt stattfindet, der die Strömung in den Krümmungen überprägt. Durch diese Vorgänge wird der Fließzustand erheblich beeinflusst. Bei einer Überströmung der Vorländer kommt es zu einer Überlagerung der Strömung mit der Sekundärbewegung in den Krümmungen, so dass ein komplexes Strömungsbild entsteht (s. Abb. F18.2).

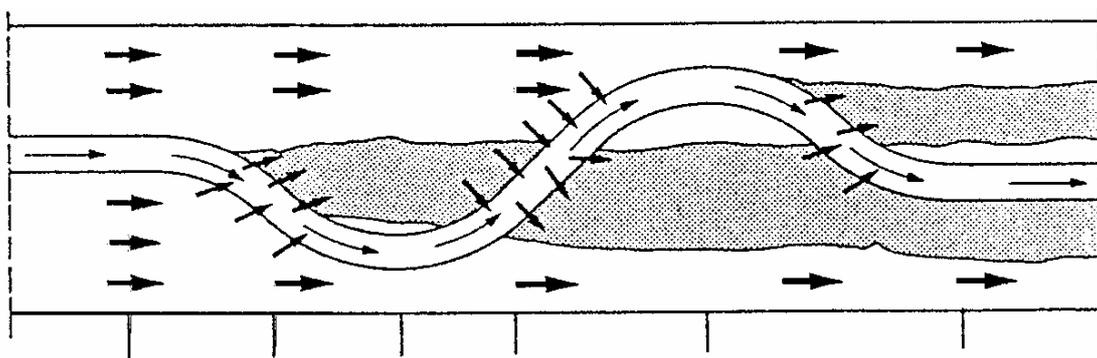


Abb. F18.1: Qualitative Verteilung des Abflusses (STEIN [1990]).

In Abb. F18.2 ist deutlich ein gegeneinander drehendes Sekundärwirbelsystem zu erkennen. Dabei besitzt der Hauptwirbel im Hauptgerinne einen gegensätzlichen Drehsinn zum Sekundärwirbel im mäandrierenden Gerinne ohne Vorland. Das an der Kurvenaußenseite emporquellende Wasser wird durch die über das Hauptgerinne streichende Vorlandströmung auf das Vorland transportiert. Der linksseitige Wirbel wird durch die Vorlandströmung verstärkt und zieht einen Teil des Wassers ins Hauptgerinne ab.

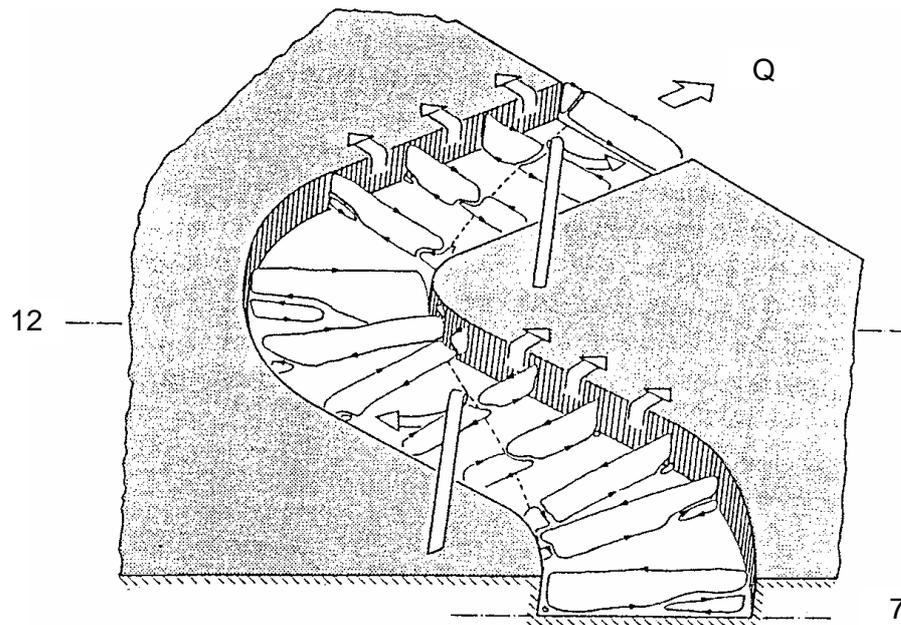


Abb. F18.2: Sekundärbewegung im Mäander bei Vorlandüberströmung (STEIN [1990])

### F18.2 Bestimmung des Fließwiderstandes eines gegliederten Gerinnes mit Kurven und Mäandern

Auf der Grundlage der eindimensionalen Betrachtungsweise existiert bisher noch kein praxisrelevanter Ansatz zur Bestimmung des Widerstandsverhaltens gegliederter Gerinne mit Krümmungen und Mäandern. Aufgrund der vielfältig wechselnden Strömungsverhältnisse, gerade bei überfluteten Vorländern, wurden in diesem Fall bevorzugt zweidimensionale Modelle auf Basis der Finiten-Elemente-Methode entwickelt. Beispielsweise entwickelte STEIN [1990] ein Simulationsmodell auf der Basis des zweidimensionalen  $k-\varepsilon$ -Modells, dessen Differentialgleichungen mit der Finiten-Elemente-Methode gelöst werden.

Über die Energieverluste, die in derartigen Gerinnen im Vergleich zu kompakten Gerinnen auftreten können, liegen ebenfalls erst wenige Ergebnisse vor und zum Teil sind die Angaben widersprüchlich (vgl. z.B. TOEBES und SOOKY [1967] und MCKEOGH and KIELY [1989]).

## 5. Symbolverzeichnis

A	[m <sup>2</sup> ]	durchströmte Fläche
A <sub>1</sub>	[m <sup>2</sup> ]	ungestörte durchflossene Fläche
A <sub>⊥</sub>	[m <sup>2</sup> ]	senkrechte Anströmfläche
B	[m]	Gerinnebreite
B <sub>o</sub>	[m]	Wasserspiegelbreite
C	[m <sup>1/2</sup> /s]	Beiwert nach DE CHÉZY
C <sub>w</sub>	[-]	Widerstandsbeiwert
d <sub>x</sub>	[m]	Korndurchmesser bei X% Siebdurchgang
D	[m]	Rohrdurchmesser, Durchmesser eines Störkörpers
Fr	[-]	Froude-Zahl
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
h	[m]	piezometrische Höhe
h <sub>E</sub>	[m]	Energiehöhe
h <sub>v</sub>	[m]	Gesamtverlusthöhe
h <sub>v, ö</sub>	[m]	örtliche Verlusthöhe
h <sub>v, R</sub>	[m]	Reibungsverlusthöhe
I <sub>E</sub>	[-]	Neigung der Energielinie
I <sub>so</sub>	[-]	Neigung der Gerinnesohle
k <sub>s</sub>	[m]	äquivalente Sandrauheit nach NIKURADSE
k <sub>St</sub>	[m <sup>1/3</sup> /s]	Beiwert nach STRICKLER
n	[s/m <sup>1/3</sup> ]	Beiwert nach MANNING
Q	[m <sup>3</sup> /s]	Durchfluss
R	[m]	hydraulischer Radius
Re	[-]	Reynolds-Zahl
U	[m]	benetzter Umfang
v <sub>m</sub>	[m/s]	mittlere Fließgeschwindigkeit
v <sub>0</sub> *	[m/s]	Sohlenschubspannungsgeschwindigkeit
W	[N]	Strömungswiderstand
y	[m]	Wassertiefe
z	[m]	geodätische Höhe
α	[-]	Coriolis-Beiwert
Δh	[m]	Differenz der piezometrischen Höhen
Δx	[m]	Fließweglänge
Δy	[m]	Wasserspiegeldifferenz
γ <sub>w</sub>	[N/m <sup>3</sup> ]	spezifisches Gewicht des Wassers
λ	[-]	Widerstandsbeiwert
ν	[m <sup>2</sup> /s]	kinematische Zähigkeit
ρ	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
τ	[N/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung
ζ	[-]	örtlicher Verlustbeiwert

Index:

H	Hauptgerinne
i	Zählvariable
K	Krümmung
l	links
Pf	Pflanze
r	rechts
R	Reibung
S	Sohle
T	Trennfläche
Vor	Vorland
W	Wand

## 6. Literaturverzeichnis

- Abbe, T. B.; Montgomery, D. R.** (1996): Large woody debris jams, channel hydraulics and habitat formation in large rivers. *Regulated Rivers Research and Management*, 12, S. 201-221.
- Aberle, J.; Dittrich, A.** (1999): Influence of the Froude number on the flow resistance in gravel bed rivers. Submitted for the EGS-Congreß in Den Haag
- Aberle, J.; Dittrich, A.; Nestmann, F.** (1999): Estimation of gravel-bed river flow resistance. Submitted Discussion to the *Journal of Hydraulic Engineering*
- Abrahams, A.D., Li, G., Atkinson J.F.** (1995): Step-pool streams: Adjustment to maximum flow resistance", *Water Resources Research*, Vol. 31, No. 10, pp. 2593-2602
- Ackers, P.** (1993): Flow formulae for straight two-stage channels. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 31, No. 4, pp. 509-532
- Afzalimehr, H.; Anctil, F.** (1998): Estimation of gravel-bed river flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 124, No. 10, pp 1054-1058
- Agarwal, V. C.; Garde, R. J.; Ranga Raju, K. G.** (1984): Resistance of flow and sediment transport in curved alluvial channels. 4th Congress Asian and Pacific Division, Chiang Mai, Thailand, pp. 207-218
- Aguirre-Pe, J.; Fuentes, R.** (1990): Resistance to flow in steep rough streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 116, No. 11, pp. 1374-1387
- Aigner, D.** (1994): Hydraulische Berechnung von offenen Gerinnen. *Wasserwirtschaft Wassertechnik*, Heft 6
- Alam, A.M.Z.; Kennedy, J.F.** (1969): Friction factors for flow in sand-bed channels. *Journal of the Hydraulic Divisions, Proceedings of the ASCE*, Vol. 95, HY 6
- Badde, O.** (1991): Erarbeitung hydraulischer Bemessungsgrundlagen für naturnah gestaltete Fließgewässer. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe
- Bathurst, J. C.** (1985): Flow resistance estimation in mountain rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, No. 4, pp 625-643
- Bazin, H. E.** (1865): *Recherches hydrauliques, memoires presentes par divers savants*. Science Mathematiques et Physiques, Series 2, Vol. 19, Paris France
- Becker, K.**, 1999: Der Einfluss von kurzen Gehölzstreifen auf den Hochwasserabfluss mit gegliedertem Querschnitt, Karlsruhe (Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 202)
- Bertram, H.-U.** (1985): Über den Abfluss in Trapezgerinnen mit extremer Böschungsrauhheit. Mitteilungen aus dem Lichtenweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig, Heft 86
- Bock, J.** (1966): Einfluss der Querschnittsform auf die Widerstandsbeiwerte offener Gerinne. Technischer Bericht des Inst. für Hydromechanik und Wasserbau, Nr. 2, TH Darmstadt
- Brandt, T.** (1994): Erwiderung des Autors T. Brandt zur Stellungnahme von W. Mertens (Wasser und Boden 5/1994). *Wasser und Boden*, Heft 5
- Brandt, T.; Lang, J.; Zeiß, H.** (1993): Wasserspiegellinienberechnung für gegliederte Querschnitte. *Wasser und Boden*, Heft 8, S. 650-654
- Brownlie, W.R.** (1983): Flow depth in sand-bed channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 7, pp. 959-990
- Chow, V. T.** (1959): *Open-Channel Hydraulics*. International Edition, McGraw Hill Book Co., New York
- Colebrook, C. F.; White, C. M.** (1937): Experiments with fluid friction in roughened pipes. *Proc. of the Royal Society of London, Series A*, Vol. 161, pp. 367-387
- Cowan, W. L.** (1956): Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, Vol. 37, No. 7, pp. 473-475
- Dallwig, H.** (1974): Fließformeln und Formbeiwerte - Eine kritische Untersuchung üblicher Berechnungsformeln für Gerinneströmungen. *Techn. Bericht Inst. für Hydr. und Hydrol.*, TH Darmstadt, Nr. 12

- De Jong, C.** (1995): Zeitliche und räumliche Wechselwirkung zwischen Flussbettgeometrie, Rauheit, Geschiebetransport und Fließhydraulik in Gebirgsflüssen. Berliner Geographische Abhandlungen Nr. 69
- Dittrich, A.; Hartmann, G.; Gottauf, A.** (1999): Validation of resistance formulas of compound channels with field data. Proceedings of the XXVIII-IAHR congress, 22.-27. August 1999 in Graz
- Dittrich, A.; Soyeau, R.; Hartmann, G.; Hamman de Salazar, K.** (1996): „Widerstandsverhalten geradliniger gegliederter Gerinne“, Wasserwirtschaft 86, Heft 10
- DVWK** (1990): Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. DVWK-Schriften, Heft 92, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin
- DVWK** (1991): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. DVWK, Merkblätter 220, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin
- Einstein, H.A.** (1934): Der hydraulische oder Profil-Radius. Schweizerische Bauzeitung, 103, Heft 8, S. 89-91
- Einstein, H.A.** (1942): Formulas for the transportation of bed load. Transactions ASCE, 107, S. 561-597
- Einstein, H.A.; Banks, R.B.** (1950): Fluid Resistance of composite roughness. Bos Trans. AGU, 31, pp. 603-610
- Engelund, F.; Hansen, E.** (1966): Investigation of flow in alluvial streams. Acta Polytechnica Scandinavia, Kopenhagen
- Evers, P.** (1983): Strömungsvorgänge in gegliederten Gerinnen mit extremen Rauheitsunterschieden. Mitt. Inst. für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, Heft 45
- Felkel, K.** (1960): Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- Garbrecht, G.** (1961): Abflussberechnung für Flüsse und Kanäle. Die Wasserwirtschaft, 51, S. 40-45 und S. 72-77
- Graf, W. H.** (1991): Flow resistance over a gravel bed: Its consequence on initial sediment movement. Lecture Notes in Earth Sciences, Edited by Bhattacharji, S.; Friedman, G. M.; Neugebauer, H. J. and Seilacher, A., Springer-Verlag, Berlin, pp. 17-32
- Grant, G.E.; Swanson, F.J.; Wolman, M.G.** (1990): Pattern and origin of stepped-bed morphology in high-gradient streams, Western Cascades Oregon. Geological Society of American Bulletin, v. 102, pp. 340-352
- Hager, W.H.** (1992): Fließformeln in Rauhgerinnen. Wasserwirtschaft, Wassertechnik, Dez. 1992, pp. 381-384
- Hager, W. H.** (1994): Die historische Entwicklung der Fließformeln. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 9, S. 123-133
- Hamman de Salazar, K.; Dittrich, A.** (1993): Erarbeitung von Abfluss-/ Wasserstandsbeziehungen für naturnah gestaltete Fließgewässer: Abfluss-/ Wasserstandsbeziehungen von kompakten und gegliederten Trapezgerinnen. Bericht des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe
- Hayward, J. A.** (1980): Hydrology and stream sediments. Ph. D. thesis, University of Canterbury, Grasslands and Mountain Lands Institute, Tussok, Special Publ. No. 17
- Hey, R. D.** (1979): Flow resistance in gravel-bed rivers. Journ. of Hydr. Div., ASCE, HY 4, Vol. 105, pp. 365-380
- Horton, R.** (1933): Separate roughness coefficients for channel bottom and sides. Engineering News-Record, Vol. 111, No. 22, pp. 652-653
- Humborg, H.G.** (1995): Typologische und morphologische Untersuchungen an Bergbächen im Buntsandstein-Odenwald. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 192
- Hydraulics Research Laboratory, Wallingford** (1988): Assessing the hydraulic performance of environmentally acceptable channels. Report EX 1799, Wallingford

- Jäggi, M.** (1991): Ursachenanalyse der Hochwasser 1987: Einfluss der Vegetation im Gerinne bei extremen Abflussmengen. Mitteilungen des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, Nr. 4, Bern
- Kamphius, J. W.** (1974): Determination of sand roughness for fixed beds. Journ. of Hydr. Res., 12, Nr. 2, S. 193-204
- Kellerhals, R.; Church, M.; Bray, D.I.** (1976): Classification and analysis of river processes. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 102, HY 7, pp. 813-829
- Kenedy, J.F.; Lovera, F.** (1969): Friction-Factors for Flat-Bed Flows in Sand Channels. ASCE Journal Hydraulics Div., Vol 95, No. HY4
- Keulegan, G.H.** (1938): Laws of turbulent flow in open channels. Research Paper 1151, Journal of Research, Nat. Bureau of Standards 21
- Kilian, T.** (1994): Abflussdauerlinien und Gerinneformen hessischer Fließgewässer. Wasser und Boden, Heft 2, S. 37-39.
- Kironoto, B.; Graf, W.H.** (1992): Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. Rapport Annuel, Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- Knight, D.W.; MacDonald, J.A.** (1979): Open channel flow with varying bed roughness. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 105, HY 9, pp. 1167-1183
- Knight, D.W.; Al-Hamid, A.A.I.; Yuen, K.W.H.** (1992): Boundary shear in differentially roughened trapezoidal channels. Proc. of the Sec. Int. Conference on Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters, Vol.2, pp. 3-14
- Kobus, H.; Naudascher, E.; Richter, A.; Westrich, B.** (1979): Strömungsmechanische Probleme bei der Kühlwasserführung in Kernkraftwerken. Wasserwirtschaft, Jg. 69, Heft 5
- Könemann, N.** (1980): Der wechselseitige Einfluss von Vorland und Flussbett auf das Widerstandsverhalten offener Gerinne mit gegliederten Querschnitten. Technischer Bericht des Instituts für Wasserbau, Nr. 25, TH Darmstadt
- Kradolfer, W.** (1983) :Berechnung des Normalabflusses in Gerinnen mit einfachen und gegliederten Querschnitten. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 65, TH Zürich
- Lange, G.; Lecher, K.** (1986): Gewässerregelung, Gewässerpflege. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- Leopold, L. B.; Wolman, M. G.** (1957): River channel patterns: braided, meandering and straight. Geol. Survey Prof. Paper 282-B, Washington.
- Leopold, L. B.; Bagnold, R. A.; Wolman, M. G.; Brush, L. M.** (1960): Flow resistance in sinuous or irregular channels. Geological Survey, Professional Paper 282-D
- Leopold, L. B.; Wolman, M. G.; Müller, J. P.** (1964): Fluvial processes in geomorphology. San Francisco, California, Ed. W. H. Freeman
- Lindner, R.** (1982): Der Strömungswiderstand von Pflanzenbeständen. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig
- Marchi, E.** (1961): El moto uniforme delle correnti liquide nei condotti chiusi e aperti. L'Energia Elettrica, H. 4-5
- McKeogh, E.; Kiely, G.** (1989): A comparison of velocity measurements in straight, single meander and multiple meander compound channels. Proceedings of the International Conference on Channel Flow and Catchment Runoff: Centennial of Manning's Formula and Kuichling's Rational Formula, Edited by Ben Chie Yen, Department of Civil Engineering, University of Virginia, Charlottesville, Virginia, USA, pp. 648-658
- Mertens, W.** (1989): Zur Frage der hydraulischen Berechnung naturnaher Fließgewässer. Wasserwirtschaft, 79, Heft 4, S. 170-179
- Mertens, W.** (1994): Zum Strömungswiderstand naturnaher Fließgewässer. Wasserwirtschaft, 84,

Heft 3, S. 138-141

**Mertens, W.** (1995): Grundlagen der hydraulischen und sedimentologischen Berechnungen für den naturnahen Gewässerausbau. DVWK-Fachtagung 'Maßnahmen zur naturnahen Gewässerstabilisierung', Kurzfassung der Vorträge, Uni Bw München-Neubiberg

**Mertens, W.** (1996): Maßnahmen zur naturnahen Gewässerstabilisierung: Grundlagen hydraulisch-sedimentologischer Berechnungen. DVWK-Schriften 118, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin

**Mertens, W.** (1997): Grundlagen hydraulisch-sedimentologischer Berechnungen. DVWK, Schriften 118, Verlag Paul Parey, Hamburg, S. 19-42

**Meyer-Peter, E.; Müller, R.** (1949): Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes. Schweizerische Bauzeitung, 67. Jg., Nr. 3, pp. 29-32

**Nanson, G. C.; Knighton, A. D.** (1996): Anabranching rivers: their cause, character and classification. Earth surface processes and landforms 21, S. 217-239.

**Naudascher, E.** (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer-Verlag, Wien, 2. Aufl.

**Nicollet, G.; Uan, M.** (1979): Ecoulements permanents à surface libre en lits composés. La Houille Blanche, No. 1, pp. 21-30

**Nikuradse, J.** (1932): Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Strömung in glatten Rohren. Verein deutscher Ingenieure, Forschungsheft 356

**Ortlieb, M.** (1990): Einfluss flussmorphologischer Gestaltungselemente auf die Wasserspiegellage. Vertiefungsarbeit am Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe

**Pacheco-Ceballos,** (1983): Energy loss and shear stresses in channel bends. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 6, pp. 881-896

**Pasche, E.** (1984): Turbulenzmechanismen in natürlichen Fließgewässern und die Möglichkeit ihrer mathematischen Erfassung. Dissertation RWTH Aachen

**Petryk, S. Bosmajian, G. III** (1975): Analysis of flow through vegetation. J. Hydr. Div., ASCE, HYZ, pp. 871-884

**Plate, E. J.; Quraishi, A. A.** (1965): Modeling of velocity distributions inside and above tall crops. Journal of Appl. Meteorol. 4, pp. 400-408

**Posey, C.J.** (1957): Computation of discharge including overbank flow. Civil Engineering, Vol. 37, No. 4, pp. 63-78

**Preißler G.; Bollrich G.** (1980): Technische Hydromechanik Band 1. VEB Verlag Berlin

**Rehbock, Th.** (1921): Verfahren zur Bestimmung des Brückenstaus bei rein strömendem Wasserdurchfluss. Der Bauingenieur, Heft 22, Technische Hochschule Karlsruhe

**Rickenmann, D.** (1996): Fließgeschwindigkeit in Wildbächen und Gebirgsflüssen.

Fließgeschwindigkeit in Wildbächen und Gebirgsflüssen. Wasser, Energie, Luft, Jhg. 88, Heft 11/12, pp. 298-304

**Rickert, K.** (1988): Grundlagen der naturnahen Regelung bestehender Gewässer. DVWK, Fortbildung 13, 28. Seminar

**Ritterbach, E.** (1988): Die Berechnung naturnaher mäandrierender Fließgewässer. T. 1, Mitt. Inst. für Wasserbau u. Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, Heft 71

**Rosport, M.** (1998): Widerstandsverhalten und Stabilität steiler Gerinne unter Berücksichtigung gebirgsbachtypischer Sohlstrukturen. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH), Heft 196

**Rouse, H.** (1965): Critical analysis of open channel resistance. Journal of the Hydraulics Division, Proc. of the ASCE 4387, HY 4, pp. 1-25

**Rozovskii, I. L.** (1957): Flow of water in bends of open channels. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, Institute of Hydrology and Hydraulic Engineering, Kiev

**Schälchli, U.** (1991): Morphologie und Strömungsverhältnisse in Gebirgsbächen: Ein Verfahren zur Festlegung von Restwasserabflüssen. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

**Schlichting, H.** (1982): Grenzschichttheorie. Verlag G. Braun, Karlsruhe

- Schröder, W.** (1983): Regeln für den Ausbau von Fließgewässern. *Wasserkalender 1984, Jahrbuch für das gesamte Wasserfach* 18, S. 89-101, Berlin
- Schumacher, F.** (1995): Zur Durchflussberechnung gegliederter, naturnah gestalteter Fließgewässer. Mitteilung Nr. 127, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Berlin
- Schwarze, H.** (1969): Erweiterung des Anwendungsbereiches der Rehbockschen Brückenstaugleichung auf Trapezquerschnitte. Mitteilung des Franzius Instituts für Grund- und Wasserbau, TU Hannover
- Sellin, R. H. J.** (1964): A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood-plain. *La Houille Blanche*, No. 7, pp. 793-801
- Shukry, A.** (1949): Flow around bends in an open flume. ASCE, Paper No. 2411
- Söhngen, B.** (1987): Das Formbeiwertkonzept zur Berechnung des Fließwiderstandes in Rohren und Gerinnen. Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Nr. 39, Inst. für Wasserbau, TH Darmstadt
- Söhngen, B.; Koll, K.** (1996): Bemessung von Sohlendeckwerken (künstlich) unter starkem Strömungseinfluss. DVWK-Schriften 118, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin
- Soliman, M. M.; Tinney, E. R.** (1968): Flow around 180° bends in open rectangular channels. *Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 94, HY 4, pp. 893-908
- Stein, C. J.** (1990): Mäandrierende Fließgewässer mit überströmten Vorländern - Experimentelle Untersuchung und numerische Simulation. Mitteilung des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen
- Strickler, A.** (1923): Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Mitt. Amt für Wasserwirtschaft, Nr. 16, Bern
- Tamai, N.; Mohamed, A.** (1983): Experimental study on the development of depth-averaged flow in rectangular continuous bends. *Collected Papers of the University of Tokyo, Department Civil Engineering*, Vol. 21, Report No. 8309 (aus: Stein, 1990)
- Toebes, G. H.; Sooky, A. A.** (1967): Hydraulics of meandering rivers with flood plains. *Journal of the Waterways and Harbors Division*, WW2, pp. 213-236
- Treske, A.** (1980): Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen. Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 44
- Whittaker, J.G.** (1987): Sediment transport in step-pool-streams. *Sediment Transport in Gravel-bed Rivers*, Ed. by C.R. Thorne, J.C. Bathurst and R.D. Hey, pp. 545-579, John Wiley & Sons Ltd.
- Winzen, K.** (1996): Einfluss der Vegetation auf das Widerstandsverhalten eines Gewässerabschnitts an der Murr. Vertieferarbeit am Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe
- Witzig, A.; Lichtenhahn, C.** (1973): Lebendverbauung an fließenden Gewässern. Eidgenössisches Amt für Straßen und Flußbau, Bern
- Wormleaton, P.R.; Merret, D.J.** (1990): An improved method of calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 28, No. 2, pp. 157-174
- Wright, R.R.; Carstens, M.R.** (1970): Linear-momentum flux to overbank sections. *Journal of the Hydraulics Divisions*, Vol. 96, HY 9, pp. 1782-1793

**Veröffentlichungen der Reihe  
Handbuch Wasser 2  
ISSN 0946-0675**

<b>Titel</b>	<b>Band</b>	<b>Jahr der Herausgabe</b>	<b>Preis (falls lieferbar)</b>	<b>Titel</b>	<b>Band</b>	<b>Jahr der Herausgabe</b>	<b>Preis (falls lieferbar)</b>
<b>Gewässerkundliche Beschreibung</b> Abflußjahr 1990	1	1991	vergriffen	<b>Umweltverträglichkeitsprüfung bei Wasserbauvorhaben nach § 31 WHG Leitfaden Teil I: Verfahren</b>	16	1994	vergriffen
<b>Bauweisen des naturnahen Wasserbaus Umgestaltung der Enz in Pforzheim</b>	2	1991	15 €	<b>Morphologischer Zustand der Fließgewässer in Baden-Württemberg</b> Auswertung und Interpretation der Ergebnisse der Übersichtskartierung 1992/93	17	1995	13 €
<b>Gewässerentwicklungsplanung</b> - Leitlinien -	3	1992	15 €	<b>Kontrolle des Japan-Knöterichs an Fließgewässern</b> II. Untersuchungen zu Biologie und Ökologie der neophytischen Knöterich-Arten	18	1995	15 €
<b>Übersichtskartierung der morphologischen Naturnähe von Fließgewässern (Methode)</b> - Vorinformation -	4	1992	vergriffen	<b>Gesamtkonzept Naturnahe Unterhaltung von Fließgewässern</b> Möglichkeiten, Techniken Perspektiven	19	1995	8 €
<b>Regionalisierung hydrologischer Parameter für Niederschlag-Abfluß-Berechnungen</b> - Grundlagenbericht - - Programmdiskette -	5	1992	vergriffen	<b>Naturnahe Umgestaltung von Fließgewässern</b> Teil III: Dokumentation der Entwicklung ausgewählter Pilotvorhaben, erste Zwischenberichte der Erfolgskontrolle	20	1995	15 €
<b>Ökologie der Fließgewässer</b> Niedrigwasser 1991	6	1992	20 €	<b>Umweltverträglichkeitsprüfung bei Wasserbauvorhaben nach § 31 WHG</b> Leitfaden Teil III: Bestimmung des Untersuchungsrahmens, Untersuchungsmethoden	21	1995	12 €
<b>Biologisch-ökologische Gewässeruntersuchung</b> - Arbeitsanleitung - - Programmdiskette -	7	1992	vergriffen	<b>Schadstoffdatei Rhein</b> Dokumentation	22	1996	vergriffen
<b>Verkrautung von Fließgewässern</b> Einflußfaktoren, Wechselwirkungen, Kontrollmaßnahmen - Literaturstudie -	8	1993	vergriffen	<b>Schadstofftransport bei Hochwasser</b> Neckar, Rhein und Donau im Januar 1995	23	1996	15 €
<b>Gewässerkundliche Beschreibung</b> Abflußjahr 1992	9	1993	15 €	<b>Schwermetalle in den Sedimenten der Fließgewässer Baden-Württembergs</b>	24	1996	11 €
<b>Kontrolle des Japan-Knöterichs an Fließgewässern</b> I. Erprobung ausgewählter Methoden	10	1994	15 €	<b>Bauweisen des naturnahen Wasserbaus</b> Dokumentation und Bewertung am Pilotprojekt Enz/Pforzheim 1990 - 1995	25	1996	11 €
<b>Gewässerrandstreifen</b> Voraussetzung für die naturnahe Entwicklung der Gewässer	11	1994	15 €	<b>Entwicklung der Fließgewässerbeschaffenheit - chemisch, physikalisch, biologisch -</b> Stand 1995	26	1996	11 €
<b>Gewässerkundliche Beschreibung</b> Hochwasser Dezember 1993	12	1994	13 €	<b>Das Abflußjahr 1994 - ein Hochwasserjahr</b>	27	1996	vergriffen
<b>Handbuch der stehenden Gewässer in Baden-Württemberg</b> Regierungsbezirke Freiburg, Karlsruhe und Stuttgart	13	1994	vergriffen	<b>Pilotprojekt "Konfliktarme Baggerseen (KaBa)"</b> - Statusbericht -	28	1997	6 €
<b>Handbuch der stehenden Gewässer in Baden-Württemberg</b> Regierungsbezirk Tübingen	14	1994	vergriffen	<b>Meßnetz-Zentrale</b> <b>Meßnetzprogramm</b>	29	1996	vergriffen
<b>Übersichtskartierung des morphologischen Zustands der Fließgewässer in Baden-Württemberg 1992/1993</b>	15	1994	13 €				

<b>Titel</b>	<b>Band</b>	<b>Jahr der Herausgabe</b>	<b>Preis (falls lieferbar)</b>
<b>Pappeln an Fließgewässern</b>	30	1996	15 €
<b>Rechtsgrundlagen der Gewässerunterhaltung</b> Teil I Überblick	31	1996	8 €
<b>Baggerseeuntersuchungen in der Oberrheinebene</b> Auswertung der Sommerbeprobung 1994 und Frühjahrsbeprobung 1995	32	1997	vergriffen
<b>Nährstoff- und Schadstoffeinträge in Baggerseen (Literaturstudie)</b>	33	1996	15 €
<b>Biologische Freiwasseruntersuchungen Rhein-Neckar-Donau</b> - Planktonentwicklung - Bioaktivitäten – Stoffumsätze - 1994	34	1997	vergriffen
<b>Untersuchung der gentoxischen Wirkung von Gewässern und Abwässern</b>	35	1997	vergriffen
<b>Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken</b>	36	1997	12 €
<b>Ökologische Bewertung von Fließgewässern in der Europäischen Union und anderen Ländern (Literaturstudie)</b>	37	1997	8 €
<b>Saisonale, horizontale und vertikale Zooplankton-verteilungsmuster</b> Eine Fallstudie für den Grötzingen Baggersee	38	1997	vergriffen
<b>Methodologische Untersuchungen zur Ermittlung des Biochemischen Sauerstoffbedarfs des Sediments und des Wasserkörpers in den Baggerseen der Oberrheinebene</b>	39	1997	vergriffen
<b>Biologische Freiwasseruntersuchungen in Rhein, Neckar, Donau.</b> Berichtsjahr 1995-1996	40	1997	6 €
<b>Regionale Bachtypen in Baden-Württemberg</b> Arbeitsweisen und exemplarische Ergebnisse an Keuper- und Gneisbächen	41	1997	18 €
<b>Statistische Untersuchung langfristiger Veränderungen des Niederschlags in Baden-Württemberg</b>	42	1997	14 €
<b>Studie über ökohydraulische Durchlaßbauwerke für regulierbare Hochwasserrückhalteräume</b>	43	1998	vergriffen
<b>Gewässerentwicklung in Baden-Württemberg</b> Teil II Gewässerentwicklungskonzept - Loseblattsammlung -	44	1998	vergriffen
<b>Rauhe Rampen in Fließgewässern</b>	45	1998	vergriffen
<b>Gewässergeometrie</b>	46	1998	vergriffen

<b>Titel</b>	<b>Band</b>	<b>Jahr der Herausgabe</b>	<b>Preis (falls lieferbar)</b>
<b>Die Reihe „Handbuch Wasser 2“ wird unter der Bezeichnung „Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie“ fortgesetzt</b> <b>ISSN 1436-7882</b>			
<b>Naturgemäße Bauweisen</b> Unterhaltungsmaßnahmen nach Hochwasserereignissen	47	1998	12 €
<b>Gewässerentwicklungsplanung</b> Teil I Grundlagen und Faltblatt	48	1998	11 €
<b>Gewässergütekarte Baden-Württemberg</b>	49	1998	21 €
<b>Beschaffenheit der Fließgewässer</b> Jahreskatalog 1997 CD-ROM	50	1998	vergriffen
<b>Fließgewässerversauerung im Schwarzwald</b> Ökologische Bewertung auf der Basis des Diatomeenbenthons	51	1999	vergriffen
<b>Ab- und Umbauprozesse in Baggerseen und deren Einfluß auf das Grundwasser</b> Literaturauswertung	52	1999	vergriffen
<b>Die Gewässerlandschaften Baden-Württembergs</b>	53	1999	vergriffen
<b>Hochwasserabfluss-Wahrscheinlichkeit in Baden-Württemberg</b>	54	1999	41 €
<b>Unterhaltung und Pflege von Gräben</b>	55	1999	11 €
<b>Hydrochemische und biologische Merkmale regionaler Bachtypen in Baden-Württemberg</b>	56	1999	30 €
<b>Die heutige potentielle natürliche Vegetation an Fließgewässern in Baden-Württemberg</b>	57	1999	vergriffen
<b>Überwachung der Fließgewässerbeschaffenheit in Baden-Württemberg</b> - Vorgehenskonzept -	58	1991	kostenlos
<b>Beschaffenheit der Fließgewässer</b> Jahresdaten-katalog 1998 CD-ROM	59	2000	31 €
<b>Niederschlagsdaten Baden-Württemberg</b>	60	2000	8 €
<b>Zustand der Baggerseen in der Oberrheinebene</b>	61	2000	9 €

<b>Titel</b>	<b>Band</b>	<b>Jahr der Herausgabe</b>	<b>Preis (falls lieferbar)</b>
<b>Seenphysikalische Prozesse in Baggerseen</b> Modellgestützte Bewertungen – und Entscheidungshilfen -	62	2000	15 €
<b>Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern</b>	63	2000	16 €
<b>Beschaffenheit der Fließgewässer</b> Jahresdatenkatalog 1999 CD-ROM	64	2001	30 €
<b>Das Hochwasser vom Oktober/ November 1998</b>	65	2000	12 €
<b>Fließgewässer in Baden-Württemberg als Lebensraum ausgewählter Artengruppen</b>	66	2001	9 €
<b>Untersuchungen zum Vorkommen von Xenobiotika in Schwebstoffen und Sedimenten Baden-Württembergs</b>	67	2001	9 €
<b>Schadstoff-Informationssystem-Wasser (SIWAS)</b> CD-ROM	68	2001	15 €
<b>Hochwasserabfluss-Wahrscheinlichkeiten in Baden-Württemberg</b> CD-ROM	69	2001	30 €
<b>Gewässerstruktur-gütekartierung in Baden-Württemberg</b>	70	2001	11 €
<b>Beschaffenheit der Fließgewässer</b> Jahresdatenkatalog 2000 CD-ROM	71	2002	10 €
<b>Gewässerentwicklung in Baden-Württemberg</b> <b>Leitfaden Teil 3</b> Arbeitsanleitung zur Erstellung von Gewässerentwicklungsplänen	72	2002	12 €
<b>Aromatische Sulfonate in Oberflächengewässern, Schwebstoffen und Sedimenten Baden-Württembergs</b>	73	2002	9 €
<b>Hydraulik naturnaher Fließgewässer</b> Teil 1 Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren	74	2002	11 €