

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

II

4409

L. inw.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000294555

xx
709

DIE ERMITTELUNG
DER
DURCHFLUSS-PROFILE

MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER
GEBIRGS- UND WILDBÄCHE

VON

INGENIEUR LUDWIG E. TIEFENBACHER

BESITZER DER KAIS. ÖSTERR. GOLDENEN MEDAILLE FÜR WISSENSCHAFT UND KUNST,
BEAMTER DER K. K. ÖSTERR. STAATSBAHNEN, MITGLIED DES ÖSTERR. INGENIEUR-
UND ARCHITEKTEN-VEREINES ETC.

MIT EINER LITHOGRAPHIRTEN TAFEL.

14353

ZWEITE VERMEHRTE AUFLAGE.

VII C 4 a



WIEN 1888.

SPIELHAGEN & SCHURICH
VERLAGSBUCHHANDLUNG, I. KUMPF GASSE 7.

Ag. 171

DIE ERMITTLUNG

DURCHFLOSS-PROFILE

BERG- UND WILDRICH

INGENIEUR LUDWIG K. TIEBERBACH



II 4409



Akc. Nr.

2238 / 60

Vorrede zur zweiten Auflage.

Den sich mehrenden Aufforderungen, eine zweite Auflage dieses Buches zu veranlassen, komme ich mit um so grösserer Befriedigung nach, als mir die rasche Abnahme der ersten Auflage im Vereine mit der aussergewöhnlich warmen und anerkennenden Aufnahme, welche die erste Auflage seitens sämtlicher hervorragender Fachzeitschriften Oesterreichs und Deutschlands*) gefunden hat, volle Gewähr bietet, dass meine Absicht erreicht, mit diesem Buche einem sehr fühlbaren Bedürfnisse thatsächlich Rechnung getragen und eine Lücke in der einschlägigen Literatur ausgefüllt wurde.

*) *Oesterreichische Eisenbahn-Zeitung*, I. Jahrg. 1878, Nr. 11.

Fremdenblatt, Wien, 28. November 1878.

Centralblatt für das gesammte Forstwesen, Heft 8 und 9, 1879.

Zeitschrift des Ingenieur- und Architekten-Vereines in Hannover,
Heft 1878, pag. 304.

Zeitschrift für Bauwesen, herausgegeben von der k. preuss. techn.
Bau-Deputation und dem Architekten-Verein in Berlin, Jahrg. 29,
1879, Heft 8—10.

Münchener Bauzeitung 1879.

*Zeitschrift des Ingenieur- und Architekten-Vereines im Königreiche
Böhmen*, Jahrg. 13, 1878, Heft 4.

Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Nr. 3,
1880, V. Jahrg.

Ich war bei Aufstellung dieser zweiten Auflage bestrebt, allen Wünschen, welche bei der Besprechung dieses Buches bezüglich Ausdehnung einiger Capitel gestellt wurden, nach Möglichkeit gerecht zu werden, indem ich mir anderseits vor Augen halten musste, dass diese wünschenswerthe Vermehrung des Inhaltes durch Aufnahme der Resultate neuerer Untersuchungen und Erfahrungen nicht zu umfangreich werden dürfe, damit der Charakter des nur als Führer gedachten Handbuches nicht verloren gehe.

Zunächst habe ich — nebst einigen Hilfstabellen und erläuternden Zufügungen in den einzelnen Capiteln — vorwiegend der vom k. preuss. Baurath und Wasserbau-Inspector Hess in Hannover gestellten Forderung auf Erweiterung des die Verdunstung und Aufsaugung behandelnden Abschnittes durch Einbeziehung der einschlägigen Forschungsresultate E b e r mayer's u. A. zu entsprechen getrachtet.

Ferner wurde der Abschnitt über die Abflussmengen, besonders bezüglich der Hochwässer, durch die wichtigsten Resultate aus Frauenholz', Rheinhard's u. A. Untersuchungen, wie durch die aus den Hochwässern der letzten Decennien gewonnenen Erfahrungen ergänzt und wurden im zweiten Theil einige mir nothwendig erschienene Leitfäden bezüglich Benützung der im ersten Theile gegebenen Daten und der Anwendung der behandelten Formeln angefügt.

Weiters habe ich bei Bestimmung der Durchflussmengen die Formeln von Pestalozzi und Wex, besonders mit Rücksicht auf die Verengung der Flussbette durch Einbauten aufgenommen, und endlich den die Dimensionirung der Durchflussprofile behandelnden Abschnitt durch eine Reihe von Beispielen thunlichst zu erläutern gesucht.

Die von Plenker in Prag constatirten sinnstörenden Auslassungen und Druckfehler wurden entsprechend ergänzt bezw. richtiggestellt.

Bei diesem Anlasse kann ich nicht umhin, den hervorragenden Fachmännern, welche sich der Mühe einer eingehenden Besprechung meines Buches und der Erfüllung meiner in der Vorrede der ersten Auflage ausgesprochenen Bitte um Bekanntgabe von vorgefundenen Mängeln u. dgl. unterzogen haben, meinen verbindlichsten Dank zu sagen.

Wien, im März 1888.

Ludwig E. Tiefenbacher.

Vorrede zur ersten Auflage.

Die Untersuchungen über die Bewegung des Wassers, besonders in offenen Gerinnen, haben in den letzten Decennien solche Fortschritte gemacht, und wurden hauptsächlich durch die Messungen Humphreys' und Abbot's neue Versuche und Studien in so grossem Umfange erfolgreich wachgerufen, dass wir heute gegen ehemals vor bedeutend zuverlässigeren Anhaltspunkten zur Auffindung jener Functionen der Bewegung des Wassers stehen, welche die Dimensionen der Durchflussprofile ergeben sollen. Nehmen wir noch die reichen Erfahrungen, die sich während der in der oben besagten Periode abgewickelten Tracirungs- und Bauthätigkeit, ob gesucht oder ungesucht, nach dieser Richtung hin gewinnen liessen, so wären diese Umstände allein Aufforderung genug, den dieser Abhandlung zugrunde liegenden Stoff eingehendst nach diesen neu gewonnenen Theorien und Erfahrungen zu behandeln und diese letzteren als möglichstes Ganzes in einem Hilfsbuche für den praktischen Gebrauch zusammenzustellen.

Haben uns einerseits manche augenfällige Abnormitäten, ja mitunter wahre Ungeheuerlichkeiten in der Anlage von Durchlässen schon darauf geführt, dass bei Lösung der bezüglichen Aufgabe nicht mit dem gewünschten Verständnisse oder der nöthigen Vorsicht vorgegangen wurde, wenn überhaupt in diesen Fällen von Studien die Rede war, — so ist es anderer-

seits nicht zu leugnen, dass der Mangel an einschlägigen Rathgebern und Nachschlagebüchern empfindlich fühlbar war, und die oft nebensächliche oder fehlerhafte Behandlung dieser Objecte, seien es Durchlässe oder Gerinne, meist auf Rechnung dieses Mangels zu schreiben kommt. Die werthvolle Arbeit des Ingenieurs Herrn Köstlin in der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Jahrg. 1868, konnte, da sie sich nur auf eine bestimmte Gruppe von Wasserläufen beschränkte, doch nicht den allgemeinen Anforderungen entsprechen, so sehr dieselbe eben dadurch an Werth gewann, dass sie sich gerade desjenigen Stoffes bemächtigte, welcher bis dahin entweder gar nicht oder ganz falsch behandelt wurde; die Werke über Wasserbau, voran jenes von Hagen, so eingehend sich diese über alle jene Fragen, welche Einfluss auf die Bestimmung der Durchflussprofile nehmen, ausbreiten, lassen in ihrer Tendenz, für specifisch wasserbauliche Anlagen, vor Allem für Wasserversorgung und Flussbauten zu gelten, doch den uns vor Augen schwebenden Zweck soweit aus ihrem Kreis schwinden, dass es uns schwer wird, die nöthigen Behelfe für denselben in diesen Werken zusammenzusuchen, um so schwerer, da diese Behelfe ausserdem nicht für alle Fälle ausreichen; endlich finden wir in den Schriften über Strassen- und Eisenbahnbau so gut wie gar nichts über unsere Objectdimensionen, nachdem darin die nöthigen Beleuchtungen der betreffenden Fragen, als dem eigentlichen Wasserbau zukommend, umgangen wurden; erst Kaven hat in seinem „Eisenbahnbau“, Abschnitt über Tracirung, auf Köstlin's Arbeit fussend, die Bestimmung der Objectweiten einer Bearbeitung unterzogen, doch nur als integrirenden Bestandtheil seines Werkes, nicht als umfassendsten, selbstständigen Gegenstand.

Die Wichtigkeit dieses Gegenstandes, wie die auf praktische Erfahrung gegründete Erkenntniss der Sachlage, dass es wünschenswerth wäre, dem Strassen- und Eisenbahntechniker ein

Nachschlage- und Hilfsbuch über alle diesfalls zutreffenden Daten an die Hand zu geben, haben den Verfasser des vorliegenden Buches veranlasst, alle die während einer langjährigen und vielseitigen Tracirungs- und Baupraxis gewonnenen Resultate der Erfahrungen und diesfalls gepflogenen Studien, wie die aus den einschlägigen Werken sich ergebenden, dem praktischen Gebrauche zumeist entsprechenden Formeln, Coëfficienten u. s. f. in einem solchen Hilfsbuche zusammenzustellen.

Hierbei wurden die extremen Fälle von Wasserläufen der Karparthenländer, Oberungarns und die der ungarischen Tiefebene, die Bäche und Flüsse der Mittelländer: Mähren, Niederösterreich und Baiern, endlich jene der Gebirgsgebiete der Cantone Tessin und Graubündten, der Steiermark, Salzburgs und Vorarlbergs, letzte Gruppe besonders bezugs der Gebirgs- und Wildbäche, nach eigener Anschauung dem Studium unterzogen, und dürften dieselben in der Mehrheit so ziemlich die Repräsentanten aller vorkommenden Arten von Wasserläufen sein.

Die Autoren der zu Rathe gezogenen fachlichen Werke sind bei Aufführung der denselben entnommenen Daten von Fall zu Fall genannt.

Mit dem Wunsche, dass dieses Buch seinen Zweck, einem Bedürfnisse abzuhelpen und vor Begehung wiederholter Fehler abzumahnem, erfüllen möge, stelle ich an die geehrten Fachgenossen, welche in demselben Mängel vorfinden, oder Abänderungen und Vervollständigungen für wünschenswerth halten sollten, die Bitte, mir durch gütige Mittheilung derselben die Möglichkeit zu bieten, solchen Anforderungen in vollem Umfange gerecht werden zu können.

Wien, im September 1878.

Ludwig E. Tiefenbacher.

Einleitung.

Das geflügelte Wort vom „schmalen Streifen Erde, den der Ingenieur im Kampfe mit der Natur dieser abringt“, welcher Phrase wir so häufig in Schriften über Eisenbahnbauten begegnen, hat wohl mit Bezug auf das Adjectivum „schmal“ sehr wenig Berechtigung, ausser wir denken uns eben nur das unmittelbar durch die Bahnanlagen occupirte Terrain als dasjenige, welches der Beachtung und der Arbeit des Ingenieurs unterworfen war. Diese Auffassung ist aber eine völlig falsche, und wo sie zutrifft, kennzeichnet sie höchstens die Einseitigkeit und die dadurch bedingte Mangel- oder Fehlerhaftigkeit der ausgeführten Arbeiten. Sehen wir hier von den anderen Rechnungsgrössen, die bei Anlage einer Eisenbahn oder Strasse mitspielen und das Einzugsgebiet derselben vergrössern, ab und fassen wir nur die rein technischen Factoren in das Auge, so finden wir einen derselben besonders ausgezeichnet dadurch, dass ihm bisher so gut wie keine, oder zumeist eine unrichtig angewendete, im günstigsten Falle eine unzulängliche Aufmerksamkeit geschenkt wurde: es ist die Wasserfrage. Diese ist es, die den Ingenieur zwingt, den für den eigentlichen Bau in Aussicht genommenen „schmalen Streifen Erde“ allerseits zu überschreiten, sich auch ausserhalb desselben tüchtig umzusehen, und seine Arbeiten im „Kampfe mit der Natur“ gerade auf diese von weither geholten Studien und Erfahrungen zu basiren, indem er dann die Wirkungen seiner Bauten, direct oder indirect, weit über die Grenzen der eigentlichen Anlage ausdehnt.

Wir wollen hier nur vom Eisenbahn-, respective Strassenbau sprechen, da eben bei diesen jene Frage nur als integrierender Theil behandelt und gelöst, dabei meist als nebensächlich angesehen wurde, während im Strombau und bei anderen vorwiegend wasserbaulichen Anlagen diese Verhältnisse, schon in der Natur der Sache liegend, im vollsten Umfange berücksichtigt werden mussten; selbstverständlich müssen auch wir den eigentlichen Wasserbau, soweit er im Zusammenhange mit unseren Eisenbahn- und Strassenbauten stehen kann, in den Bereich unserer Betrachtungen ziehen; diese sollen sich jedoch nicht auf bauliche oder constructive Momente, sondern vorwiegend auf diejenigen Fragen und Studien erstrecken, welche bereits oben angedeutet, jeder weiteren Arbeit voraus gelöst und durchgeführt werden sollen: es sind dies alle jene Erhebungen und daraus resultirenden Folgerungen, welche massgebend sein sollen für die Dimensionirung der Bahn- und Strassengräben, der Bachrinsale, Flussbette und Durchflussprofile, wie für deren Gefälle und für die Versicherung der Sohlen und Ufer derselben, somit in erster Linie für die lichten Weiten der Durchlässe und Brücken, welche die wichtigsten Objecte *) dieser Reihe sind.

Wir werden im weiteren Verlaufe dieser Abhandlung sehen, dass trotz dieser dominirenden Stellung des einen oder andern Objectes in den wenigsten Fällen dasselbe ohne innigen Zusammenhang mit den andern bestimmt werden kann, so zum Beispiele die lichte Weite eines Durchlasses und sein Gefälle völlig abhängig bleibt von der ganzen Anlage seines Zu- und Abflussbettes.

Weit entfernt davon, hier Directiven für Lösung der einschlägigen Aufgaben geben zu wollen, werden wir vielmehr in einer Betrachtung möglichst vieler allgemeiner Fälle und erläuternder Beispiele der Möglichkeit begegnen, für specielle Fälle uns selbst diese Directiven aufstellen und darnach unsere richtigen Schlussfolgerungen ziehen zu können. Dies soll der Zweck der folgenden Entwicklungen und sollen dieselben vor

*) Wir wenden den Ausdruck „Object“ in seinem eigentlichen Sinne, also nicht, wie so ungerechtfertigt üblich, allein zur Bezeichnung der Durchlässe, Durchfahrten oder Brücken an.

Allem darauf berechnet sein, die uns zu Gebote stehenden Formeln und Grundsätze des Wasserbaues für unseren Gebrauch zu ergänzen und umzugestalten, neue Erfahrungscoëfficienten zu sammeln, um dadurch dem tracirenden und bauenden Ingenieur ein willkommener Behelf, dem angehenden Ingenieur ein Leitfaden zu seinen Studien zu werden, und gleichzeitig eine Mahnung zu geben, in unseren Kreisen den Gesetzen der Niederschläge und deren Folgen vollste Rechnung zu tragen und stets bei bezüglichen Projecten möglichst eingehend sich durch umfassendste Vorerhebungen zu informiren.

I. Theil.

Vorerhebungen.

Wir werden, so oft wir gezwungen sind, mit unserer Trace einen Fluss oder Bach, einen Canal oder eine Wasserleitung, Mulde, Rinne, Schlucht u. s. w. zu übersetzen oder anderweitig zu alteriren, die lichte Weite und Höhe des zu errichtenden Durchlasses, der Brücke oder des Gerinnes, respective deren Durchflussprofile zu bestimmen haben, somit alle jene Factoren in Rechnung ziehen müssen, welche Einfluss auf die Dimensionen des lichten Profils nehmen; selbstverständlich entfallen hier alle jene Bedingungen, die uns mit Rücksichtnahme auf Billigkeit der Anlagen, bezugs Ersparung massiger Stützmauern beispielsweise, oder auf Vermeidung kolossaler Dammkegel oder Aufschüttungen, oder endlich mit Berücksichtigung der Verkehrsverhältnisse von Vornherein schon eine ganz bedeutende Vergrößerung dieses Durchflussprofiles vorschreiben, wie dies bei Viaducten, bei Durchlässen, die zugleich als Durchfahrten dienen sollen, und viel anderseits der Fall ist.

Es kommen somit bei Bestimmung der benannten Objecte in Betracht:

- a) Die Niederschlagsverhältnisse der betreffenden Gegend und besondere Elementarereignisse im ganzen Gebiete;
- b) das Niederschlags-, Sammel- oder Einzugsgebiet des in Rede stehenden Wasserlaufes (Bach, Fluss etc.);
- c) die Abflussmengen, das sind die Wasser- und Geschiebmassen, welche durch den Wasserlauf und seine Zuflüsse abgeführt werden;

d) die Beschaffenheit seines eigentlichen Gerinnes, dessen Sohle und Ufer, vom Ursprunge bis zur Mündung in den nächstgrösseren Wasserlauf, desgleichen die Beschaffenheit der Gerinne seiner Zuflüsse von den Quellen bis zu ihren Ausmündungen;

e) die Servituts- und Wasserrechte, und endlich

f) die Geschichte des Wasserlaufes.

I. ABSCHNITT.

Die Niederschlagsverhältnisse.

Der Cardinalpunkt der vorstehenden sechs ist unleugbar der die Niederschlagsverhältnisse betreffende erste, indem die übrigen alle in diesem ihre Bedingung finden.

Die Niederschläge sind nun sowohl ihrer Zahl, wie ihrer Stärke und der Zeit ihres Auftretens nach in den verschiedenen Länderstrichen sehr ungleich, da sich dieselben in den drei genannten Momenten nicht allein durch die geographische Lage erhöhen oder erniedrigen, sondern so sehr durch andere Umstände beeinflusst werden, dass oft ganz entgegengesetzte Verhältnisse, als die sind, welche durch den Breitengrad bedingt wären, wachgerufen werden können; es spielen hier hauptsächlich die Nähe des Meeres, dann die Lage des betreffenden Länderstriches gegen das Gebirge, der Waldbestand desselben, die Culturverhältnisse überhaupt, die Art und Weise der Wasserabführung durch Bäche, Flüsse und Ströme und die Nähe grösserer Binnenseen eine ganz bedeutende, Einfluss nehmende Rolle.

Durchschnittliche jährliche Regenmengen im Minimum, Mittel und Maximum.

Ein Vergleich der nachfolgenden Daten über niederste, mittlere und höchste Durchschnitts-Regenmengen verschiedener Stationen, im Zusammenhalt mit der Lage derselben nach den weiter oben berührten Bedingungen gibt uns genügend Aufschluss über deren Einfluss. So finden wir in H. W. Dove's Witterungserscheinungen des nördlichen Deutschlands für die

20jährige Beobachtungsperiode inner den Jahren 1848 bis 1867
an Minimal-, Maximal- und durchschnittlicher Niederschlags-
menge pro Jahr in Millimeter

für Berlin	353	680	650
„ Breslau	377	669	562
„ Cöln	332	918	588
„ Erfurt	384	630	518
„ Frankfurt a. d. O.	332	685	528
„ Königsberg	332	837	607
„ Stettin	298	615	489
„ Tilsit	395	1056	670

Weiters finden wir für verschiedene Orte Europas aus
früheren Beobachtungen als durchschnittliche jährliche Regen-
menge, geordnet nach deren Höhe

in Millimeter	für die Orte
366, 392	Würzburg und Prag.
418	Wien, Ofen.
444	Kopenhagen, Petersburg.
471	Brüssel, Toulon.
497, 523	Stockholm und Paris.
549	Graz, Regensburg, Marseille, Palermo.
575	Edinburg, London, Poitiers.
628	Amsterdam, Tübingen.
654	Ulm, Karlsruhe, La Rochelle, Turin, Lissabon.
680, 706, 728	Strassburg, Stuttgart und Bordeaux.
758	Mantua, Rom.
784	Genf, Venedig.
811	Liverpool.
837	Zürich, Triest.
863	Trient*).
915	Verona, Padua, Mailand.
1020, 1098	Pau und Dover.
1281, 1542	Kendal und St. Bernhard.
2170	Bergen.

*) Nach Lorenz „Klimatologie“, pag. 406 und 426, hat Trient im
Frühling und Herbst ein Maximum von 900 mm, im Sommer ein solches
von 1080 mm.

Vertheilung der Regenmengen.

Schon aus einem flüchtigen Vergleiche der vorstehenden Angaben ergibt sich die thatsächlich nachgewiesene Erscheinung, dass die Westalpen weniger Regen als die Centralalpen erhalten und dass der südliche Abhang der Alpen grössere Niederschlagsmengen wie der nördliche aufweist*); ferner ersehen wir ebenso die Richtigkeit der Behauptung, dass die den Gebirgen ferner liegenden Tiefebene bedeutend geringere Regenmengen aufzunehmen haben, als diejenigen am Fusse dieser Gebirge sich hinziehenden Ebenen, und dass dem eigentlichen Höhenzug selbst die grösste Niederschlagsmenge zu Theil wird**). Aus diesem erklärt sich wohl die Erscheinung, welche Hagen in seinem Handbuch der Wasserbaukunst in drei Beispielen anführt, dass viele Flüsse in ihrem Quellgebiete grössere Niederschlagsmengen finden als in ihrem weiteren Laufe; so stehen die Quellen

	der Yonne und der Oise	
	mit 1568	„ 654 mm
deren Einmündung in die Seine	„ 523	„ 418 „
in Rechnung, während die Seine selbst		
an der Quelle unter . . .	837	mm
im Thale der Champagne	418	„
bei Paris	526	„
an der Mündung ins Meer	785	„

jährlicher durchschnittlicher Regenmenge steht.

Schlagintweit's widersprechen in ihren „Untersuchungen über die physikalische Geographie der Alpen“ dem wohl mit der Behauptung, dass in den Alpen mit 5000—6000 Fuss die jährlichen Niederschlagshöhen wieder abnehmen. Die Beobachtungen der seitherigen 25 Jahre haben diese Annahme jedoch widerlegt.

*) In W. Hellwag's „Bericht an die Direction der Gotthardbahn 1876“ ist das jährliche Niederschlagsquantum für das obere Reussthal mit 1100 mm und für das obere Tessinthal mit 1520—1600 mm angegeben.

***) Die jährliche Regenmenge beträgt für Gastein 830, Admont 880, Salzburg 1100, Bludenz 1180, Reichenhall 1240, Ischl 1580, Alt-Aussee 1820, Raibl 1920, Würmlach 1620, Cercivento und Tolmezzo 2020 bzw. 2430 mm.

Einfluss der Culturen auf die Regenmengen.

Dass der Mangel an grossen Wäldern, besonders im Gebirge, die Niederschlagsmengen ihrer Zahl und Grösse nach ganz bedeutend reducirt, ist eine so feststehende Thatsache, dass darüber kaum etwas zu bemerken sein dürfte. Wir verweisen hier für denjenigen, der sich weiter dafür interessirt, die diesbezüglichen Ansichten von Fachmännern zu hören, wohl am besten auf Hofrath G. Wex' „Die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen“, welcher zur Begründung dieser Behauptung die übereinstimmenden Urtheile von Berghaus, Dove, Malte-Brun, Blanqui, Marschaud, Meldrum, Graham, Gräger u. A. m. anführt*).

Mittlere Durchschnittszahlen.

Wir haben bis jetzt hauptsächlich die mittleren jährlichen Niederschlagsmengen, und nur in Dove's Tabelle auch die Maximal- und Minimal-Jahresmittel in Betracht gezogen, und können daraus mit ziemlicher Sicherheit als Durchschnittszahl pro Jahr

für Süddeutschland und Oesterreich . . .	800 mm
„ Westdeutschland (Rheinlande) . . .	650 „
und für Norddeutschland (Preussen) . . .	580 „

annehmen; übrigens ist es uns jetzt sehr leicht gemacht, für einen bestimmten Länderstrich diese Zahlen zu erhalten, da die meteorologischen Anstalten, abgesehen von deren Veröffentlichungen, auf diesbezügliche Anfragen bereitwilligst Auskunft geben; wie weit wir diese, mitunter sehr vagen mittleren Durchschnittszahlen verwenden müssen und dürfen, werden wir an späterer Stelle untersuchen. — Besonders für jene Zwecke, welche wir hier im Auge haben, wird es geboten sein, die meteorologischen Beobachtungen im Detail zu Rathe zu ziehen, indem die allgemeinen, jährlichen Durchschnittszahlen wohl für gewisse wasserbauliche Anlagen, wie für Wasserleitungen, Bewässerungen u. a. m., in erster Linie massgebend werden, wäh-

*) In Surell's „Étude sur les torrents des hautes Alpes“, Paris 1841, wurde schon auf die Wichtigkeit der Wälder als Gegenmittel gegen die Zerstörungen der Wildbäche, bis heute leider vergebens, hingewiesen.

rend wir beim Baue an Bächen und Flüssen hauptsächlich die grössten Niederschläge, deren Zeit und Dauer beachten müssen. Nehmen wir aus den vorstehenden Tabellen beispielsweise für Breslau (da im Centrum Europas gelegen) die jährliche Durchschnittsniederschlagsmenge mit 562 mm heraus, so haben wir gegen die nebenstehende Maximalmenge von 669 mm schon ein Minus von 107 mm, das ist 20% der mittleren Menge, wobei Breslau unter den dort genannten Städten die geringste Differenz zwischen mittlerer und Maximal-Niederschlagsmenge aufweist. Beachten wir nun ferner, dass für Mitteleuropa die Hauptregenmenge die Monate Juni, Juli und August trifft, und zwar zum circa dritten Theile der Gesamtregenmenge, so gäbe dies mit Bezug auf obige beide Zahlen für 3 Monate 187 mm und 223 mm, und da ferner für Breslau diese Menge $\frac{1}{20}$ der Jahresmenge beträgt (nach den 6 Beobachtungsjahren 1858—1863), so resultirt eigentlich für diese 3 Monate 253 mm im Mittel und 301 mm im Maximum. Noch bedeutender wird diese Differenz, wenn wir den meistbetroffenen Monat, für Breslau der August, mit 18.5% der jährlichen Regenmenge nehmen, wodurch beide Zahlen auf 104 mm und 124 mm per Einen Monat erhöht werden, gegen 84 mm und 100 mm, aus der dreimonatlichen Periode entwickelt. — Aus den jährlichen Niederschlagsmengen des oberen Tessinthaales mit 1520 bis 1600 mm würden sich pro Monat 127 bis 133 mm berechnen; wir erhalten jedoch für diese Thalstufe oberhalb Faïdo für den Februar nur 49 mm, März 125 mm, April 105 mm, Mai 206 mm, Juli 114 mm, September und October 230 und 235 mm, so dass die Durchschnittszahl dort im März erreicht, in den letzten Monaten fast verdoppelt wird*).

*) Bregenz in Vorarlberg hatte in der Zeit vom 1. Mai bis 5. Juni 1878 bei nur 11 regenlosen Tagen 320 mm Niederschlag, wovon auf die letzten 5 Tage allein 142 mm und auf den 4. Juni 51 mm, auf den 5. Juni 67 mm entfielen.

Für Salzburg vertheilt sich die jährliche Regenmenge von 1100 mm auf Winter, Frühling, Sommer und Herbst mit 151—266—453—230 mm und für Alt-Aussee per 1820 mm mit 411—423—660—326; dabei hatte Salzburg im Juni 1853 = 320 mm und Alt-Aussee im März 1859 = 490 mm und als grösstes Tages-Maximum: Salzburg 50 mm im September und Alt-Aussee 72 mm im August.

Höchste Niederschläge.

Es können uns aber auch diese höheren Ziffern, welche wohl bei Anlage von Entwässerungen, Canalisirungen, secundären Durchlässen und Gerinnen u. a. m. in Rechnung gezogen werden müssen, noch nicht allein genügen, da sie noch zu weit unter jenen Zahlen liegen, welche uns die Regenhöhe bei starkem Landregen, Gewitterregen und Wolkenbrüchen geben. So finden wir aus einer umfassenden Zusammenstellung der Regenmengen für Central-Europa die stärksten Niederschläge per Stunde: bei anhaltendem Landregen mit 4—8 mm, bei Wolkenbrüchen mit 24—40—60 mm beziffert, wobei die um 4 und 24 mm liegenden, ein bis zwei Stunden währenden Land- und Gewitterregen durchaus nicht zu den seltenen Erscheinungen gehören*). Ebenso sind gewisse Eigenthümlichkeiten der Niederschlagsverhältnisse von nicht zu unterschätzender Bedeutung; wir werden später sehen, wie ungleich gefährlicher Gewitterregen oder Wolkenbrüche sind, wenn dieselben zum Schlusse von stärkeren, andauernden Landregen oder in rascher Abwechslung mit diesen eintreten; in einzelnen Gegenden, besonders in südlichen Ländern, finden wir diese Erscheinung nicht selten. Desgleichen ist die Aenderung der Niederschlagsverhältnisse bezugs Intensität und Zahl der Regenfälle sehr bemerkenswerth.

Wenn wir die interessante und lehrreiche Abhandlung, welche Hofrath G. Wex über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen gibt, mit den Urtheilen anderer Autoritäten und mit den Erfahrungsergebnissen zusammenhalten, so können wir resumiren, dass mit Rücksicht auf die Zunahme der Zahl der Niederschläge und auf die Abnahme der Durchschnittshöhen dieser, ferner mit Rücksicht auf den seit 20 Jahren auftretenden häufigen Wechsel zwischen sehr

*) Am 17. Juni 1885 ging über Dresden, Abends 5^h, ein Gewitterregen nieder, welcher, durch 12 Minuten nahezu in gleicher Stärke anhaltend, nach dem Regenmesser im städtischen Bauhofe eine Regenhöhe von 21 mm ergab; am 9. September 1876 wurden an der Sternwarte in Zürich 21 mm Regenhöhe auf die Dauer von 10 Minuten constatirt, wobei schätzungsweise 16 mm in 5 Minuten gefallen sein dürften.

trockenen und sehr nassen Jahren, endlich in Hinblick auf den vermehrten Verbrauch des Wassers für Culturzwecke die Mittelwasserstände in ihrer Grösse wie Dauer abnehmen, während die Hochwässer sowohl an Zahl wie an Grösse im Steigen begriffen sind, wobei jedoch die abgeführten jährlichen Gesamtwassermengen abnehmen.

Für bestimmte Orte werden wir meist auch diese Zahlen und Verhältnisse aus den meteorologischen Witterungsberichten entnehmen können, andernfalls durch Vergleiche und Schlüsse gegenüber analogen Fällen für unsere Rechnung inner den vorstehenden Grenzen eine Zahl finden können, die der Wahrheit nahe kommt oder zu mindest genügende Sicherheit erwarten lässt. Hierbei wird es sich empfehlen, während der nöthigen Vorarbeiten und Studien stets genaue Aufzeichnungen über die Witterungsverhältnisse zu führen, und dieselben fortzusetzen, so lange man eben mit dem betreffenden Objecte zu thun hat.

Witterungs-Protokolle.

Die Wichtigkeit dieser Aufschreibungen fand bisher während der Bauzeiten meist Würdigung dadurch, dass in den einzelnen Dienstesinstructionen dieselben dem Ingenieur zur Pflicht gemacht wurden; leider wurden aber auch zumeist diese Aufzeichnungen erst mit dem eigentlichen Baue begonnen, da dieselben darauf berechnet waren, augenblicklich oder in späterer Zeit ein Bild des Einflusses der Witterung und der Temperatur auf den Baufortschritt zu geben. In vielen Fällen wären aber derartige Notizen, schon in der Tracirungsperiode gesammelt, von grossem Werthe gewesen, da dieselben den Witterungs-Charakter eines bestimmten Ortes zum Voraus gekennzeichnet hätten. Die meteorologischen Resultate sind nach einzelnen Beobachtungsstationen für ganze Länderstriche angenommen, und muss diese Annahme oft in Gebiete reichen, wo im Fehlen menschlicher Niederlassungen solche Beobachtungen unmöglich waren; dies ist nun besonders für die oberen Regionen der Einzugsgebiete unserer Gebirgsbäche zu bemerken, und werden dann die meteorologischen Beobachtungsergebnisse oft kaum genügen, wenn, wie be-

merkt, die Differenz der Niederschläge zwischen Thal und Höhe beispielsweise eine zu bedeutende ist*).

Es soll hier durchaus nicht der Werth der meteorologischen Berichte, von denen wir oben sprachen, in den Hintergrund gedrängt werden, im Gegentheile sollen unsere Aufzeichnungen als Ergänzung dieser, als eine Uebertragung derselben in die Gegenwart, in das Praktische, uns ein möglichst klares Bild dieser Witterungsverhältnisse geben; zu diesem Ende ist eine graphische Darstellung derselben vorzuziehen, und wollen wir hier eine solche, wie wir sie viele Jahre ihrer besonderen Uebersichtlichkeit wegen bezugs schneller Orientirung mit Erfolg durchführten, zur Anschauung bringen; dieselbe erklärt sich durch das beigegebene Schema von selbst. (Tab. I im Anhange.)

Es kann wohl in den häufigsten Fällen nicht unsere Sache sein und hätte auch mit Rücksicht auf die verhältnissmässig kurze, ein- bis dreijährige Beobachtungsdauer keinen Werth, die Regenmenge mittelst Ombrometer zu messen, wohl aber hat es für uns Bedeutung, für eine gewisse Gegend die eigentliche Regenzeit, den Zusammenhang der Niederschläge mit den Winden, mit der Temperatur u. s. f. zu erfahren, das Einfallen des Frostes, des Schnees, deren Dauer und deren weitere Einflüsse zu wissen; durch die Aufzeichnungen nach der beigegebenen Tabelle könnte unter den vorausgeschickten Bedingungen dieser Zweck auf die beste Art erreicht werden, besonders wo die meteorologischen Berichte nicht vollständig ausreichen und anderweitige Erhebungen unzuverlässlich wären, vorausgesetzt, dass wir, wie oben bereits bemerkt, überhaupt die Möglichkeit für uns haben, diese Beobachtungen geraume Zeit hindurch an Ort und Stelle oder in der Nähe des Objectes anstellen zu können.

*) Die sowohl im horizontalen als verticalen Sinne verhältnissmässig nahen Stationen Tüffer und Cilli in Untersteiermark weisen in neuerer Zeit, d. i. für den Monat Mai 1878, an Gesamttregenmenge für diesen Monat: Tüffer 129·6 mm und Cilli 142·5 mm aus, während der stärkste Regen in dieser Zeit inner 24 Stunden in Tüffer 72·5 mm und Cilli 46·7 mm betrug.

II. ABSCHNITT.

Das Niederschlagsgebiet.

Wir müssen nun zunächst gleichzeitig mit unseren Erhebungen über die Niederschlagsmenge dieselben auf die Niederschlagsgebiete ausdehnen, und diese sowohl ihrer Grösse wie ihrem Charakter nach eingehend untersuchen, wollen wir die durch einen Wasserlauf abzuführenden Massen kennen lernen.

Grösse.

Die Grösse oder Ausdehnung dieser Einzugsgebiete lässt sich an der Hand von halbwegs zweckentsprechenden Karten selbst bis zum Massstabe von 1:100.000 mit hinreichender Genauigkeit bestimmen; zweckentsprechend nennen wir hierbei nur solche Karten, in welchen die Höhenverhältnisse entweder durch Schichtencurven oder durch Schraffirung zum Ausdrucke gebracht sind, wodurch es möglich wird, die Wasserscheiden zwischen den einzelnen Wasserläufen festzulegen und so das eigentliche Sammelgebiet des einen oder andern seiner Fläche nach zu rechnen. Dieses Resultat in Verbindung mit den früher behandelten Niederschlagshöhen gesetzt, gibt uns wohl die überhaupt niederfallende Regenmenge, durchaus aber noch nicht die abzuführende Wassermenge, da der Charakter des Sammelgebietes auf die Grösse dieser einen wesentlichen Einfluss übt.

Niederschläge.

Schon in dem vorhergehenden Abschnitte haben wir gesehen, dass im Verlaufe eines Fluss- oder Stromgebietes nicht durchwegs dieselben Durchschnittszahlen der jährlichen Regenmenge angenommen werden können; noch weniger ist dies bei Gewitter- oder heftigen Landregen möglich, da diese meist nur, wie man zu sagen pflegt, strichweise auftreten, so dass inner einem Jahre oft ganze Länderstriche davon verschont bleiben; wir werden daher auch nicht durch einfache Multiplication der Fläche des Einzugsgebietes mit diesen Zahlen die niederfallende

Regenmenge, soweit dieselbe einen bestimmten Bach oder Fluss alteriren kann, erhalten, sondern wir müssen für Wasserläufe mit längerem oder ausgedehnterem Niederschlagsgebiete dieses selbst, in einzelne Gruppen getheilt, in Rechnung ziehen, und zwar von der äussersten Grenze desselben bis zur Stelle, wo wir dasselbe durch unser Project tangiren.

Reducirung der Regenmengen.

Die auf diese Weise erhaltene, auf ein gewisses Gebiet fallende Regenmasse wird nun, bevor sie überhaupt zum Abflusse oder Sammeln in grösseren oder kleineren Gerinnen kommt, bedeutend reducirt und zwar durch Verdunstung und durch Aufsaugung, welche beide Factoren ihrer Grösse nach in der Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes bedingt sind, und welche beide sich daher nur von Fall zu Fall annähernd bestimmen lassen.

Verdunstung.

Nach Versuchen mit dem Atmidometer erhalten wir für gewisse Beobachtungsstationen eine bedeutend grössere Durchschnittsverdunstung als die mittleren Niederschläge betragen, so z. B. nach G. Hagen's Handbuch des Wasserbaues für Mannheim 549 mm Niederschlag, 2009 mm Verdunstung

„ London .	575	„	„	622	„	„
„ Augsburg	549	„	„	604	„	„

und werden durchaus nicht darnach schliessen wollen, dass sämtliche Niederschläge an diesen Orten verdunsten; die Versuche, welche Dalton bei Manchester anstellte, geben drei Viertheile der Niederschlagsmengen zur Verdunstung und ein Viertheil zur Aufsaugung, resp. zum Abflusse gelangend, wobei er die jährliche Verdunstungshöhe bei natürlich feuchtem Boden mit 639 mm, bei freier Wasserfläche mit 762 mm findet; nach Gräve verdunsten circa $\frac{3}{6}$ der Regenmenge, $\frac{1}{6}$ derselben wird von den Pflanzen absorbirt und $\frac{2}{6}$ gelangen zum Abflusse.

Sind diese Verdunstungen sehr variabel unter dem Einflusse der klimatischen Verhältnisse überhaupt, dann der Höhenlage und der Lage gegen das Meer, weiters unter der Einwirkung der Jahres- und Tageszeiten und der Temperatur, so

werden dieselben in den häufigsten Fällen noch von den Culturverhältnissen in ungleich höherem Grade beeinflusst; auf kahlem Gebirge wird die Verdunstung eine viel raschere und intensivere sein wie auf Wiesen*) und Aeckern und dort wieder eine um so geringere, je humusreicher und lehmärmer der Boden ist; in Wäldern wurde die Verdunstung zu 50% derjenigen des freien Feldes gefunden, wenn der Waldboden von den abgefallenen Blättern, Nadeln u. s. w. gereinigt war, und zu 20—25%, wenn diese Streu, wie rationell jetzt so häufig, als natürlicher Bodendünger belassen wurde**).

Ein mit Wasser gesättigter Boden unterliegt nach Ebermayer***) einer Verdunstungshöhe von 409 mm im Freien, von 159 mm im Walde ohne Streu, und von 70 mm im Walde mit voller Streudecke; nach 20—50jährigen Beobachtungen im Gebiete der Elbe, Saale etc. durch Sasse beträgt die jährliche Verdunstungshöhe 373 mm.

Dr. Hlubek berechnet für 1 Joch, mit 1000 Stück 60jährigen Buchen oder Eichen, den Blattfall pro Jahr auf 500 Ctr., und mit 800 Stück 60jährigen Nadelhölzern den Nadelfall mit 80 Ctr., aus welchen durch Verwesung 50 bzw. 20 Ctr. Humus entstehen. Nach Dr. Ebermayer beträgt der rechbare Streufall im trockenen Zustande für 30 bis 100 Jahre alte Bestände pro Jahr für die Buche circa 4000 Kg, für die Fichte und Kiefer circa 3000—4000 Kg. Die Umwandlung des Laubes

*) Schübler findet die Verdunstung einer Wiese 2·2mal grösser als jene einer freien Wasserfläche.

**) Schübler gibt folgende Zahlen über das Vermögen verschiedener Bodenarten, nach vollständiger Sättigung die Feuchtigkeit an sich zu halten und zwar:

	Wasser verdunstet in 4 Tagen	Wasser zurück- zuhalten
Kieselhaltiger Sand	146 Gran	29 Procente
Leichte Gartenerde	143 "	89 "
Sehr leichter Thonboden	132 "	336 "
Ackerboden	131 "	60 "
Schwarzer Torfboden	128 "	179 "
Weisser feiner Thon	123 "	70 "
Grauer feiner Thon	123 "	87 "

***) Ebermayer: „Die physikalischen Einwirkungen des Waldes auf Luft und Boden“. Berlin 1873.

und der Nadeln in Humus vollzieht sich in 3 Jahren, jene der Kiefernadeln in Folge ihres Harzgehaltes bedeutend später, so dass die Ansammlung des Humus im Walde sich enorm hoch beziffert.

Berücksichtigen wir noch, dass im Walde überhaupt nur drei Viertheile der Regenmenge zu Boden kommen, da der Rest von den Bäumen aufgefangen, dort zur Aufsaugung und zur Verdunstung kommt*), dass ferner während des Ablaufes des Wassers in den Sammelrinnen eine weitere Verdunstung vor sich geht, so stellt sich der aus dieser resultirende Coëfficient ziemlich hoch und wird im Allgemeinen mit 30—35% der Gesamtregenmenge, in grösseren Flussgebieten bis zur Hälfte derselben angenommen.

Aufsaugung.

In ähnlicher Höhe ergibt sich die Wassermenge, welche theils von der eigentlichen Pflanzendecke absorbiert, theils vom Boden überhaupt aufgenommen wird**); je üppiger der Pflanzenwuchs, desto mehr Niederschlagwasser wird durch denselben verbraucht, und steigert sich dieser Consum oft in mit Bewässerungsanlagen versehenen Ländereien derart, dass die

*) Ebermayer gibt nach in Baiern angestellten Versuchen an, dass der Waldboden pro Jahr um 26% weniger Wasser aus der Atmosphäre empfängt als der Boden des freien Feldes; Wollny findet für die Schweiz dieses Verhältniss mit 16% im Durchschnitte.

***) Nach Schübler werden, um 1 Kubikfuss der nachfolgenden Bodenarten zu sättigen, benöthigt für:

Kieselhaltigen Sand	27.3 Pfd. Wasser
Sandigen Thon	38.8 " "
Lehmigen Boden	41.4 " "
Ziegelboden	45.4 " "
Reinen grauen Thon	48.3 " "
Pfeiferde	47.4 " "
Gartendammerde	48.4 " "
Ackerboden	40.8 " "
Humus	50.1 " "

Nach Belgrand's Untersuchungen im Seinebecken werden Niederschläge von 20 mm von trockenem und durchlässigen Boden vollständig absorbiert.

natürlichen Wasserläufe kaum nennenswerthe Mengen abzuführen haben; den allfällig vorhandenen unterirdischen Reservoirs kommt in solchen Fällen fast nichts zu, so dass constante Quellen kaum zu finden sind. Wie wenig durchlässig Humus und Dammerde gegenüber den Thon- und Lehmartens sich zeigen, bezw. wie sehr dieselben das Wasser aufsaugen und an sich halten, geht aus Schübler's Versuchen über das Sättigungsvermögen dieser Bodenarten hervor; darnach nimmt 1 cm³ Humus von 1.37 spec. Gewicht 0.80—0.90 Kg Wasser auf, entgegen dem Aufnahmevermögen der Thon- und Lehmartens, das sich auf 0.60—0.70 Kg beziffert. Die Versickerung ist darnach quantitativ, besonders im streureichen Walde, allerdings eine grössere wie im freien Felde, da Verdunstung und Abfluss im streufreien oder streureichen Walde sich mit 16 bezw. 8%, d. h. mit 12 und 24% der Regenmenge berechnen, gegenüber der im Mittel 33% betragenden Abfuhr und Verdunstung im offenen Felde, so dass für die Versickerung im Walde 35 bis 55% des Niederschlages resultiren gegenüber der auf 33% berechneten im Ackerlande, selbstverständlich unter sonst gleichen Umständen und Verhältnissen*). Anders verhält sich in uncultivirten, mit dünner, magerer Grasnarbe bedeckten Ländern oder Höhenzügen, wo ein grosser Theil wieder vom Boden aufgenommen wird und der geringste Theil der Pflanzendecke zukommt; in diesem Falle wirkt der Gebirgs-Charakter der bezüglichen Gegend, dessen geologische Beschaffenheit in erster Linie ein: so wird die Abführung der Niederschläge zur Quellenbildung im Kalke mehr begünstigt wie im Gneisse und in diesem wieder mehr wie im Granit oder in Urthonschiefer, und werden die Schichtungen und Klüftungen des Gneisses beispielsweise in dem einen Falle diese Aufsaugung bedeutend erleichtern wie im andern.

Im Durchschnitte nimmt man die Versickerung in die Pflanzendecke und in den Boden überhaupt zu 30—35% der Gesamtregenmenge an, welche Zahl sich jedoch unter besonders günstigen geologischen und Culturverhältnissen

*) „Der Wald und seine Beziehungen zu Rutschungen“ von Ludwig Tiefenbacher, Wien 1881. L. C. Zamarski's Verlag.

bis auf 40% und, wie oben dargestellt wurde, selbst auf 55% steigern kann, wobei auf die eigentlichen Quellenbildungen nur 17—20% im Maximum entfallen*).

Gletscher und Schneefelder.

Reicht das Sammelgebiet bis über oder an die Schneegrenze, so können wir meist für die Quellen und Bäche auf einen steten Wasserabfluss rechnen, da die Gletscher und Schneefelder im Sommer bedeutende Wassermengen an diese abgeben, im Winter freilich wohl diesen Zuschuss verringern. In besonders strengen Wintern kann dieser Abfluss zeitweise gänzlich Null werden, sowie in heissen trockenen Sommern Bäche oder Quellen, die ihren Bezug aus Schneefeldern haben, vertrocknen können, wenn diese Schneemassen, wie am südlichen Abhang der Alpen, bereits im Juni oder Juli, oft sogar schon im Mai von den meisten Höhen verschwunden sind. Entgegen diesen intermittirenden Quellen lassen diejenigen, welche aus den Hohlräumen der Gebirge kommen, eine stete Wasserhaltigkeit vermuthen, da diese Reservoirs meist genug Ausdehnung haben, um durch ihren Wassergehalt selbst bei trockenster Jahreszeit die Speisung der Quellen und Bäche auf Monate oder zumindest von einem kräftigeren Regenfalle bis zum andern zu ermöglichen.

Gegenüber der oben beschriebenen continuirlichen Wasserabgabe aus den Gletschern muss anderseits wieder deren grosses Rückhaltungsvermögen bei folgenden Untersuchungen beachtet werden:

Der Abfluss betrug	pro Secunde und Km ² in m ³	bei einem Einzugsgebiet von Km ²	wovon Gletscher in %
1. des Tessin bei Bellinzona .	1.78	1400	1.7
2. des Oberrheins an der Tardisbrücke	0.71	4200	4.6
3. der Rhône an der Mündung in den Genfersee	0.17	5300	20.0

*) Für die Verbauung des Grünbaches bei Merlingen am Thunersee wurde die Verdunstung und Versickerung mit 67—70% der Niederschlagsmenge bemessen. (Pläne vom Ingenieur des zweiten Bezirkes des Canton Bern, schweiz. Landesausstellung.)

Rückhaltung der Niederschläge.

Interessant ist die Thatsache, dass selbst auf ungeklüfteten und compacten Gebirgen sich unter verhältnissmässig geringer Verwitterungskurve auf der glatten Felsfläche so bedeutende Wassermengen ansammeln und halten können, um Quellen durch lange Zeit zu speisen. Wir werden später sehen, dass derartige Umstände im Einzugsgebiete eines Baches, wird auch hierdurch für die trockene Jahreszeit eine Reserve für Quellenläufe geschaffen, andererseits sehr gefährlich werden können, da die durch einen Wasserlauf abzuführenden Massen dadurch ungemein vergrössert werden können.

Alle diese Erhebungen über die Einzugsgebiete müssen eingehendst und wenn thunlich und nöthig mit grösstem Zeitaufwande durchgeführt werden, da, wie wir aus dem Nachstehenden beurtheilen können, die Ausserachtlassung oder Unterschätzung des Charakters dieser Gebiete sich an unseren Bauten schwer strafen kann.

III. ABSCHNITT.

Die Abflussmengen.

Zunächst ergeben sich aus der Fläche der Sammelgebiete und aus den Niederschlagsmengen die Abflussmengen unmittelbar, wenn wir diese nur soweit beachten wollten, soweit sie aus den Niederschlägen mit Berücksichtigung der Verdunstung und Aufsaugung resultiren, und erhalten im Durchschnitte von der jährlichen Regenmenge als jährliche Abflussmenge circa 30 bis 33% in cultivirten Ländern und quellenbildenden Hängen,

„ 35 „ 45% in bewachsenen bergigen Gebieten und

„ 55 „ 60% auf kahlen, ungeklüfteten Gebirgen und die Zwischenwerthe von 33—55% für solche Länderstriche, welche ihrem Charakter nach den Uebergang zwischen den angeführten bilden*).

*) In Hagen's Handbuch der Wasserbaukunst sind die Verhältnisse zwischen Niederschlag und Abfluss für einige Flüsse Frankreichs mit

Harlacher legt für die Moldau und Elbe folgende Verhältnisse zwischen Abfluss und Niederschlag zugrunde:

Moldau: mittlere Regenhöhe . . . = 673 mm : 0·20

Kleine Elbe: mittlere Regenhöhe . . = 716 mm : 0·32

Elbe bei Tetschen: mittlere Regenhöhe = 701 mm : 0·25

Messung der Abflüsse.

Im Verlaufe der vorstehenden Betrachtungen haben wir erkannt, wie unsicher die Entwicklung der bisher erhaltenen Resultate wird, da dieselben von so vielen variablen Rechnungsgrössen abhängen, dass eine Schlussziffer für gewisse locale Verhältnisse nur inner ganz elastischen Grenzen gewählt werden kann, wenn nicht umfassende meteorologische Beobachtungen für die bezügliche Gegend zu Gebote stehen. Und doch wird es uns in den Fällen, wo wir es nur mit den mittleren jährlichen oder den niedersten Abflüssen zu thun haben, so beispielsweise dem Cultur-Ingenieur, nach gepflogenen Erhebungen leichter, diese fraglichen Abflussmengen bestimmen zu können, als dies für die grösseren Abflüsse, für die Hochwässer möglich ist, wobei diese Schwierigkeit eine um so grössere wird, je weiter wir uns von den mittleren gegen die höheren Durchflussmengen bewegen, da uns bei ersteren Mittel zu Gebote stehen, dieselben, wie bei Quellen und Bächen, oft völlig genau, bei Flüssen mit genügender Genauigkeit bestimmen oder messen zu können.

Abfluss bei Hochwasser.

Für die den höheren Gebirgen wie den grossen Ebenen ferner liegenden Flüsse in Central-Europa, also insbesondere in Oesterreich und Westdeutschland, können wir nach den gemachten Erfahrungen, wenn diese Flüsse grössere Ausdehnung besitzen, für die grössten derselben in gut cultivirten, also auch bewaldeten Gegenden für den Quadrat-Kilometer Niederschlagsgebiet pro Stunde als Abfluss

74:100, 65:100, 53:100 und 28:100 aufgeführt, wobei die letzteren Verhältnisse auf Flüsse mit längerem Laufe entfallen. — Nach Humphrey's und Abbot's Messungen wird durch den Mississippi von einer jährlichen Niederschlagsmenge von 89.400,000.000 engl. Kubikfuss nur kaum der vierte Theil, d. s. 19.500,000.000 Kubikfuss, dem Meere zugeführt.

circa 350— 500 m³ in ebenen Ländern,
 „ 700— 900 „ „ hügeligem Terrain,
 „ 1450—1800 „ „ mittelmässig gebirgigen Gegenden und
 „ 2000—3000 „ „ völlig gebirgigen Gebieten*)
 annehmen; diese Zahlen sind um 30—50% bei wenig be-
 waldetem und undurchlässigem Boden zu erhöhen.

Die Flüsse der Südschweiz zum Beispiele führen dagegen schon bei niederem Wasserstande pro Quadrat-Kilometer und pro Stunde 360—720 m³ ab**); ähnliche Verhältnisse finden wir in den Gebirgsflüssen der Steiermark, Tirols, Salzburgs u. s. w., welche aus gleichfalls ganz oder fast kahlen Gebirgen kommen und ebenso grosse Massen abfliessen lassen; diese Abflussmengen erhöhen sich bei Hochwasserstand, wenn auch nur auf die Dauer von einer oder einigen Stunden, ganz unglaublich, und zwar auf das 600—800fache, während in den oben angeführten gut cultivirten ebenen Ländern die Hochwasser das 50—70fache der Niederwasser, in den gleichfalls gut bewachsenen hügeligen bis gebirgigen Gebieten das 100—200fache derselben betragen***).

*) Nach Lahmeyer (Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereines zu Hannover 1859) kommen im hügeligen Terrain 0·18 m³, im flachen Lande 0·1 m³ per Quadrat-Kilometer Einzugsgebiet bei höchstem Wasserstande zum Abflusse.

**) In den von der schweiz. Bundesversammlung behandelten Gewässer-Correctionen wurde für die „Wiese“-Correction die Maximal-Abflussmenge auf 450 m³, bei 450 Km² und das Abflussprofil mit einer Ueberhöhe von 0·5 m bemessen. (Schweiz. Bauztg. V. Band, Nr. 25.)

***) In G. Hagen's Handbuch der Wasserbaukunst ist der Abfluss der Weser an zwei verschiedenen Orten zur Zeit des kleinsten Standes gemessen mit 4·7 und 4·0 rhein. Kubikfuss pro Quadratmeile und Secunde, und zur Zeit des grössten Hochwassers mit 347 resp. 282 rhein. Kubikfuss, somit das Verhältniss von 74 und 70 : 1 gegeben; für die Ems jedoch 134 : 1.

Nach den Messungen Humphreys' und Abbot's finden wir in H. Grebenau's „Theorie der Bewegung des Wassers“ für den Mississippi, als Beispiel eines grossen Stromes mit ausgedehntem Einzugsgebiete, als Abflussmengen:

im J. 1851 bei Carrollton	240.000 engl. Kbkf. und	1,152.504 engl. Kbkf.
„ „ 1858 „ Vicksburg	233.000 „ „ „	1,241.900 „ „
„ „ 1858 „ Columbus	128.670 „ „ „	1,403.400 „ „

bei niederstem und höchstem Wasserstande, somit die Verhältnisse 4·7 : 1, 5·3 : 1 und 11·0 : 1.

Nach Frauenholz beträgt das Verhältniss zwischen Nieder- und Hochwasser

an der Donau bei Wien . . .	= 1 : 3·6
am Rhein bei Emmerich . . .	= 1 : 6·6
„ „ „ Kehl	= 1 : 14
an der Elbe bei Torgau . . .	= 1 : 20
„ „ Isar bei München . . .	= 1 : 36
„ „ Oder bei Breslau . . .	= 1 : 84
„ „ „ „ Küstrin	= 1 : 27
„ „ Loire unterhalb Tours	= 1 : 41
„ „ „ oberhalb „	= 1 : 150
„ „ „ bei Nevers	= 1 : 331

Die vorstehenden Zahlen beziehen sich, wie gesagt, auf Flüsse von längerem Laufe, bei welchen selbst bei schnell abfließenden Hochwässern die Verdunstung noch bedeutenden Einfluss nimmt; bei Gebirgsbächen wird dies Verhältniss zwischen Nieder-, Mittel- und Hochwasser um so grösser, je kürzer der Wasserlauf ist, und kann dasselbe bis auf 1:2000 und höher steigen*).

A. Rheinhard**) fasst die Quellengebiete nach Höhenlage und Hauptbeständen in eine Gruppe der Alpenregion A, und in eine solche des Hügellandes und der Niederung B zusammen, und theilt jede derselben in 4 weitere Gruppen, und zwar:

1. mit geschlossener Waldung, lockerem Geröllboden, steinige oder sandige Oede, bezw. mit Gletscher- und Firngebiet;
2. aufgebrochenes Culturland und leichtes Gehölz;
3. Wiesen- und Weideland;
4. kahles Felsgebiet.

Für jede dieser 8 Gruppen wird der Untergrund als sehr undurchlässig (*ud****), mitteldurchlässig (*md*) und sehr durch-

*) Von einem dichtbewaldeten, streubedeckten Gehänge des Murgthales wurde bei einem einstündigen Wolkenbruche eine Abflussmenge von 4·5 m³ pro Secunde und Km² — das ist 16.200 m³ pro Stunde — constatirt.

**) Rheinhard's Ingenieur-Kalender 1887.

***) Für die nachfolgende Tabelle werden von uns der Uebersichtlichkeit halber die Kürzungszeichen verwendet.

lässig (*sd*), bei sehr steiler (*sst*), mittelsteiler (*mst*) und wenig steiler oder flacher Lage (*fl*) des Quellgebietes in Betracht gezogen, und für diese Combinationen tabellarisch eine Reihe von Quotienten entwickelt, welche die pro Quadrat-Kilometer abfließenden denkbar kleinsten, normalen und denkbar grössten Wassermengen in Kubikmetern pro Secunde darstellen. Hierbei entfallen naturgemäss für die Alpenregion die wenig steilen oder flachen Lagen, und für die Hügelland- oder Niederung-Gruppe die sehr steilen Lagen.

Während für die kleinsten und normalen Wassermengen constante Quotienten angegeben sind, erscheinen die für die extremsten Abflüsse berechneten noch mit einem von der Grösse des Einzugsgebietes *F* abhängigen Reductionsfactor (γ) berechnet, der gleich $\frac{114}{115 + 0.05 F} + 0.007$ gesetzt ist.

Wir führen hier aus der Rheinhard'schen Tabelle die Quotienten für die denkbar grössten Abflüsse (exclusive der Geschiebemassen) an:

Gruppe	<i>ud</i>		<i>md</i>		<i>sd</i>	
	<i>sst</i>	<i>mst</i>	<i>sst</i>	<i>mst</i>	<i>sst</i>	<i>mst</i>
A. 1. . .	1.9 γ	— 1.6 γ	1.6 γ	— 1.3 γ	1.3 γ	— 1.0 γ
2. . .	2.17 γ	— 1.9 γ	1.9 γ	— 1.6 γ	1.6 γ	— 1.3 γ
3. . .	2.46 γ	— 2.17 γ	2.17 γ	— 1.9 γ	1.9 γ	— 1.6 γ
4. . .	2.61 γ	— 2.32 γ	2.32 γ	— 2.03 γ	2.03 γ	— 1.74 γ
	<i>fl</i>	<i>mst</i>	<i>fl</i>	<i>mst</i>	<i>fl</i>	<i>mst</i>
B. 1. . .	1.3 γ	— 1.5 γ	1.01 γ	— 1.2 γ	0.72 γ	— 0.98 γ
2. . .	1.6 γ	— 1.8 γ	1.3 γ	— 1.5 γ	1.02 γ	— 1.20 γ
3. . .	1.9 γ	— 2.1 γ	1.6 γ	— 1.8 γ	1.30 γ	— 1.50 γ
4. . .	2.0 γ	— 2.22 γ	1.74 γ	— 2.0 γ	1.45 γ	— 1.64 γ

Besondere Elementarereignisse.

Diese grösseren Zahlen gewinnen für uns an Werth, sobald wir Arbeiten vor uns liegen haben, deren Abschluss durch grössere Elementarereignisse alterirt, bzw. bedingt werden kann; und solche Ereignisse müssen unser Hauptaugenmerk auf sich ziehen in Fällen, wo wir es mit Bächen oder Flüssen zu thun haben, die aus den oben in zweiter und dritter Linie ange-

führten Sammelgebieten, aus bergigen und selbst bewachsenen, aber nicht cultivirten Ländern und aus kahlen geklüfteten oder ungeklüfteten Gebirgen kommen, indem aus solchen Gebieten die Abflussmengen, an sich schon bedeutender*), noch durch Schneeschmelzen, besonders bei anhaltendem Südwinde, und durch anderweitige Zuschüsse von Sand, Schotter, Geröllen, selbst Bäumen und Blöcken u. s. f. nicht unbeträchtlich vergrößert werden**), ja in besonderen Fällen diese den grösseren Theil der abgeführten Masse ausmachen können. Derlei Erscheinungen entwickeln sich anfänglich ganz allmähig und nehmen dann energischen Fortschritt; fast durchwegs liegt der erste Anstoss in der Ausrodung und Urbarmachung der Wälder zu Ackerland. Nach Ebermayer verzögert der Wald den mit der Frühjahrsschneeschmelze zusammenhängenden Process um 3—4 Wochen, wobei er ihm den grössten Theil seiner Gefährlichkeit nimmt.

Gebirgsbäche.

Vallés behauptet zwar, dass die Hochwässer der aus bewaldeten Gebirgen kommenden Bäche grösser als jene aus kahlen

*) Bezüglich der Hochwasser unserer Gebirgsflüsse, welche aus Schneefeldern oder Gletschern gespeist werden, dürfen wir das verschiedenartige Steigen und Fallen derselben innerhalb 24 Stunden als interessante Thatsache nicht aus dem Auge verlieren; an einer Beobachtungsstelle nahe dem Gebirge oder bei Flüssen von grösserem Gefälle wird der grösste Stand Vormittags eintreten, in den entgegengesetzten Fällen erst Nachmittags oder Abends.

**) Der im October 1882 mit ungewöhnlicher Heftigkeit aufgetretene Scirocco hatte in den Gebieten der Drau, der Rienz, des Eisack und der Etsch, sowie in jenen der in diese Flüsse einmündenden Wildbäche abermals nach den Hochwässern des Septembers andauernde Hochwässer zur Folge, welche an den in Wiederherstellung begriffenen und auch theilweise schon vollendeten Bauten der Pusterthal- und Tiroler Bahn neue Zerstörungen und die Einstellung des Verkehrs in mehreren Strecken neuerdings verursachten. Das Inundationswasser in Siegmundskron, Siebeneich und Auer ist um 50 cm höher, als das letzte Hochwasser vom September desselben Jahres gewesen.

Im gebirgigen, 17 Km² umfassenden Einzugsgebiete des oberen Murg- und Enzthales kamen im December 1882 in Folge Schneeschmelze und gleichzeitiger heftiger Regengüsse durch 36 Stunden, pro Km² und pro Stunde 6120 m³ zum Abflusse.

entspringenden wären, da die Wälder mehr Dünste und Feuchtigkeit concentriren, auch die Niederschläge in grösserem Masse absorbiren. Heute dürfte wohl Niemand mehr unter der Beweiskraft der einfachen Thatsachen diese Ansicht theilen und müsste dieselbe dahin richtig gestellt werden, dass die Hochwässer der aus Wäldern kommenden Bäche und Flüsse wohl länger andauern, aber an Grösse und Gefährlichkeit weit hinter jenen aus kahlem Gebirge abfliessenden zurückstehen.

Abfuhr der Geschiebe.

Sobald der Wald abgestockt, der Boden aufgelockert ist, fallen die Niederschläge auf diesen gelockerten Boden, denselben durchtränkend, stärkere Regen verschlemmen die Schollen, in irgend welchen Terrainmulden sammeln sich die Tagwasser zu kräftigen Wasserläufen, endlich zu Bächen, diese reissen nun bei geneigtem Terrain mehr und mehr den jedes Zusammenhanges beraubten Boden mit sich fort, indem sich neue Risse und Theilungen in demselben öffnen; ist diese Verwitterungsschicht sehr mächtig, wie wir sie selbst auf Hochplateaux der südlichen Alpenabdachung häufig bis zu einer Stärke von 8 m fanden, oder ist der Gebirgsstock selbst einer raschen Verwitterung*) unterworfen, so fressen sich die Bäche stets tiefer ein, die Ufer derselben werden steiler und steiler, und der Nachsturz neuer Massen dadurch und durch den Umstand, dass selbst bewaldete Theile, welche bisher völlig gesund schienen, in steilen Rändern abgerissen, endlich mit abstürzen, in einer Weise gefördert, welche uns die ungeheuren Geschiebemengen, untermengt mit Bäumen und dergleichen, vollkommen erklärlich macht.

Wildbäche.

Wir hatten Gelegenheit, ähnlichen Verhältnissen entsprungene Erscheinungen in der südlichen Schweiz, in den Cantonen Tessin

*) Keine Region erleidet eine so starke Zertrümmerung als die 1000 m breite Zone unterhalb der Schneegrenze, d. h. diejenige, in welcher das Sammelgebiet der meisten Wildbäche liegt. „Die Wildbäche der Alpen“ von Dr. F. W. Paul Lehmann, Breslau 1879.

und Graubündten, dann im Norden der Steiermark, in Tirol und Vorarlberg zur Genüge zu studiren; dort betrugten die während eines Wolkenbruches in wenigen Stunden zu Thal geförderten Geschiebemassen oft 6000—12.000 m³, und zwar bei Gebirgsbächen, die in gewöhnlicher Zeit sehr wenig, zu trockener Jahreszeit gar keine Wasser führten: wir stehen in solchen Fällen vor sogenannten Wildbächen, die erst in neuerer Zeit, nachweisbar seit Ausrodung der Wälder, diesen Charakter annahmen und durch das Mitreissen noch bestehenden culturtragenden oder bewaldeten Terrains zum völligen Kahlwerden der Gebirge beitragen*).

Geschiebegrössen.

Solchen Wildbächen gegenüber müssen wir unter Umständen auf ganz absonderliche Spenden gefasst sein, da Felsblöcke bis zu 80 m³ Inhalt, dann Holzställe oder Heuschupfen und dergleichen sich nicht selten mit unter den „Geschieben“ finden; wenn wir den oben beschriebenen Zerstörungsgang im Gebirge verfolgen und uns in der Nähe solcher Wildbäche Holzställe oder kleine Mühlen und Häuser denken, so werden wir die Möglichkeit zugeben müssen, dass mit dem Abreissen des Bodens auch diese Baulichkeiten in Mitleidenschaft gezogen werden und so zu Thal kommen können. Schreitet ferner die Verwitterung des Gebirges von aussen nach innen mächtig fort, oder von innen nach aussen, wenn dieser Verwitterungsgang durch die Klüftung des Gebirges begünstigt ist (in besonderen Fällen die Veranlassung zu Bergstürzen, zu Bergschlüpfen**), so ist es nur eine Frage der Zeit, bis grosse, aussergewöhnliche Felsblöcke mit zum Absturze kommen, sei es durch Ablösung in Folge der Verwitterung oder durch Unterwaschung. Wenn es auch in vielen Fällen nicht die Kraft des Wassers ist, welche dieselben fortbewegt, so ist dasselbe doch die indirect wirkende Ursache:

*) Wir können nicht umhin, bezugs ähnlicher interessanter Fälle hier auf Professor Cullmann's „Bericht an den schweizerischen Bundesrath über die Untersuchung der schweizerischen Wildbäche in den Jahren 1858—1863“ zu verweisen.

**) Dr. Ferdinand Senft: „Gestein- und Bodenkunde“, „Ueber Bildungsprocess des Stein- und Erdschuttes“.

der Sand und die kleinen, dem Wasserandrang nicht widerstehenden Geschiebe weichen nach und nach unter diesen Blöcken und bilden so gewissermassen den Wagen für diese, auf welchem dieselben ihren Thalgang fortsetzen; mit dem Wachsen des Gefälles des Fluss- oder Bachbettes gewinnt dieser Vorgang auch grösseren Umfang; so fanden wir beispielsweise in Nordsteiermark Wildbäche, die bei jedem Wolkenbruche Felstrümmer in der durchschnittlichen Grösse von 10—20 m³ in Menge mitführten.

Im Canton Tessin folgen sich diese Bäche in unglaublicher Zahl und Gefährlichkeit, da wir dort oft die bedeutendsten Wildbäche in einer Aufeinanderfolge von kaum 500 m Distanz trafen, und jeder derselben ausser den schon oben angeführten Geschiebemassen bei heftigen Wolkenbrüchen anderweitige Zuschüsse an Felstrümmern, Bäumen, Häusern u. s. w. erhält. Dieser Vorgang wird hier durch eigenthümliche Niederschlagsverhältnisse begünstigt, indem die ausgiebigsten Landregen, oft mit wenig und kurzen Unterbrechungen mehrere Wochen andauernd, meist mit einem starken Gewitterregen abschliessen oder inner der Zeit mit solchen abwechseln. Die ohnehin nicht mächtige Verwitterungs- oder Bodenkrume, durch den vorangegangenen Landregen schon gesättigt, stellenweise auf glatter Felsfläche unter sich Sicker- und Sammelwasser findend, wird durch den plötzlich eintretenden Wasserzuschuss so sehr überlastet, dass ein Abrutschen derselben unausbleiblich ist; ihr Weg geht direct in die nächste Terrainmulde, also in den nächsten Wasserlauf, der, unter den obwaltenden Verhältnissen kräftig genug für das Fortkommen dieser Schuttwalze Sorge tragen kann und auch trägt. — Dr. Senft zählt in seinem vorgenannten Werke als Beispiel auf, dass Basaltblöcke bis zu 150 Ctr. Gewicht während eines Wolkenbruches von der hohen Rhön nach dem Dorfe Stetten, d. i. eine Meile davon entfernt, in der Ebene abgesetzt wurden.

Schuttkegel.

Können wir zumeist die Gefährlichkeit dieser Wildbäche schon aus deren im Thale abgelagerten Schuttkegeln bemessen, wenn wir andererseits denselben bei Legung unserer

Trace oder bei Projectirung irgend welcher Anlagen möglichst auszuweichen trachten, so können wir in diesem letzteren Falle häufig doch nicht ganz aus deren Bereich kommen, ja müssen oft, besonders dort, wo diese Wildbäche in ein enges Thal abstürzen, gerade auf diesen Schuttkegeln uns bewegen; in ersterem Falle werden wir wohl über die Gefahr selbst, jedoch über den vollen Umfang derselben nicht genug unterrichtet sein. Die oben angeführten Beispiele zeigen, wie weit die Geschiebemassen transportirt werden können, so dass wir nöthig haben, zur Aufindung derselben oft meilenweit das Terrain abzugehen, ebenso bachaufwärts, um den wunden Punkt des Gebietes, welcher diese Geschiebe abgibt, aufzufinden.

Es geschieht nicht selten, dass der über seinen Schuttkegel abfliessende Bach plötzlich seinen Lauf ändert und oft in gegen das alte Bett senkrecht gerichteter Wendung ausbricht; ein solches Vorkommen hat seinen Grund nur in ganz aussergewöhnlichen Geschiebemassen oder Felsblöcken und dergleichen, welche meist an der Spitze des Kegels schon, den alten Lauf verlegend, den Bach zwingen, eine neue Richtung einzuschlagen.

Wir finden Schuttkegel, die vor einigen Jahren oder heute noch bewirthschaftet und bewohnt waren, Schuttkegel von der Ausdehnung eines bis zwei Quadrat-Kilometer, auf welchen ganze Ortschaften liegen und welche in diesem friedlichen Stilleben oft 200 und mehr Jahre durch den Bach nicht mehr gestört wurden, und trotzdem können wir in vielen solchen Fällen sowohl aus der Grösse des Schuttkegels und aus den früheren Verheerungen seines Baches im Zusammenhange mit der Formation des Gebirges seines Ursprunges, wie aus der Analogie mit ähnlichen Fällen leicht und sicher schliessen, dass der genannte Bach noch durchaus nicht seine Gefährlichkeit verloren hat, ja im Gegentheile nur dieselbe in höherem Grade erreichen wird.

Scheinbar consolidirte Bachbette.

Solche Gebirgsbäche, welche einst sehr böse auftraten, aber endlich durch, viele Jahre andauernde, günstige Witterungsverhältnisse zur Ruhe kommen, da sich die noch nicht sehr aus-

gedehnt angefressenen Bachufer oder abgerissenen Bodencomplexe inner dieser Zeit halbwegs wieder consolidiren konnten, finden, wenn dieser Consolidirung der Ufer und Runsen etc. nicht ausgiebig nachgeholfen wird, nur zu leicht ihren alten bösen Charakter wieder, und zwar dann in erhöhtem Masse: was sich scheinbar oder zum Theile im Verlaufe längerer Zeit gebessert, das wird durch spätere Witterungseinflüsse, durch fortschreitende Verwitterung der Gebirgsmassen soweit zu nichte gemacht, dass ein einziger grosser Gewitterregen oder Wolkenbruch hinreicht, den gelockerten Boden völlig zu lösen und mit den Fluthen des Baches dem alten Schuttkegel zuzuwälzen. — Die Niederschlagsverhältnisse bieten durch Zunahme der Zahl heftiger Wolkenbrüche und deren Intensität unter dem heutigen Stande unserer Waldcultur und unter der Indolenz der Landbewohner gegenüber der Abwehr solcher Calamitäten, gar keine Hoffnung auf ein Ende dieser Wildbachschäden.

Solche Eventualitäten zum Voraus zu erkennen, die Möglichkeit derselben abzuwägen, kann uns nur durch das gewissenhafteste Studium des Niederschlaggebietes gelingen, besonders, da bei inner wenigen Jahren geändertem Charakter desselben, spätere Ereignisse, wie die eben geschilderten, eintreten können, welche man früher dort nie beobachtete: die Ausrodung eines Waldes an einer steilen Gebirgslehne genügt, wie oben bemerkt, um in kurzer Frist die Quelle solcher Zustände, die Ursache für die Umwandlung eines bescheidenen Baches in einen Wildbach zu werden.

IV. ABSCHNITT.

Die Beschaffenheit der Bach- und Flussbette.

Wir wollten hier die Wichtigkeit dieser über das ganze Einzugsgebiet auszudehnenden Studien wiederholt betonen, obgleich sich diese Ueberzeugung bei jeder Gelegenheit sogleich von selbst aufdrängen dürfte, wie sehr sich ja im ganzen Verlaufe unserer Betrachtungen über die abzuführenden Wasser- und Geschiebemassen ergab, dass eine separate Berechnung derselben ohne innigsten Zusammenhang mit der gleichzeitigen

Untersuchung des Sammelgebietes sich nicht durchführen lässt; wir sind sogar jetzt an einer Grenze angelangt, an welcher wir den nächsten Punkt unseres anfänglich aufgestellten Programmes mit in Rechnung ziehen müssen, wollen wir für die Abflussmengen ein halbwegs zureichendes Resultat erlangen — wir müssen die Beschaffenheit der Bach- und Flussbette, deren Gefälle und Bettprofile, sowohl ihrer Grösse wie ihrer Construction nach mit untersuchen und beachten.

Erste Gruppe: Charakter.

Hauptsächlich sind es drei grosse Gruppen von Wasserläufen, welche durch ihren Charakter unsere Erhebungen leiten werden, und zwar erstens solche Bäche oder Flüsse, welche schon an Ort und Stelle unserer projectirten Anlage oder in deren nächster Umgebung deutlich und sicher erkennen lassen, wie weit sich überhaupt die Mittel- und Hochwässer derselben erheben können; es sind dies jene, welche ebene oder mässig hügelige Länderstriche mit guten Culturverhältnissen, besonders Wald, versehen, durchlaufen, auf deren Sohle sich gar keine oder nur kleine bis höchstens faustgrosse, sehr glatt und rund abgeschliffene Geschiebe finden und deren meist nicht hohe Ufer durchaus intact und gut bewachsen sich zeigen.

Nöthige Erhebungen.

Bei solchen Wasserläufen genügen uns die Niederschlagsmengen des Einzugsgebietes allein, oder, wenn zu haben, die Pegelbeobachtungen, respective die Aussagen der Anwohner über die mittleren und höchsten Wasserstände; ein weiteres Abgehen des Gebietes und des Laufes ist nicht erforderlich, es ist für die Bestimmung der Länge des letzteren und Grösse des ersteren das Studium einer entsprechenden Karte, ferner die Aufnahme des Gefälles und einiger Querprofile, auf eine durch die localen Verhältnisse bedingte Ausdehnung, ausreichend.

Zweite Gruppe: Charakter.

Die Wasserläufe der zweiten Gruppe haben mehr hügeliges oder bergiges, aber gleichfalls cultivirtes Terrain zum Einzugs-

gebiet, die Geschiebe sind meist grösser, jedoch nicht über kindskopfgross, die Ufer sind stellenweise zerstört, die angrenzenden Culturen zeigen häufigere Angriffe des Wassers und fleck- oder streckenweise Geschiebe-Ablagerungen; die Anwohner sprechen und klagen mehr über diese: sie stehen nicht im besten Rufe. Hier sind die Niederschlagsmengen allein überhaupt nicht mehr zureichend, ebenso die Hochwasserstände kaum mehr dienlich, ob wir dieselben aus Pegeltabellen oder aus dem Munde der Anwohner erfahren; wir müssen dem Laufe des Baches oder Flusses, sowohl thalab- als thalaufwärts, und seinen nächsten Zuflüssen folgen und in Erfahrung zu bringen streben, ob und wo derselbe seine Geschiebe erhält, wo er selbe ablagert, ob grössere Massen derselben zu befürchten, ob ferner grössere wie die bisher beobachteten Hochwasser durch culturelle Verhältnisse u. dgl. möglich, und ob durch etwaige örtliche Stauungen ein plötzliches rapides Steigen herbeigeführt werden kann.

Nöthige Erhebungen.

Es ist daher geboten, die Sammelgebiete dieser Wasserläufe etwas eingehender, als bei denen der ersten Gruppe, wenn auch nicht in ihrem ganzen Umfange, zu studiren.

Mit der Berechnung der Fläche des Einzugsgebietes geht die Aufnahme der Gefällsverhältnisse, und zwar in der Nähe unserer Bauten jedenfalls directe Aufnahme, und wo thunlich, dieselbe auf grosse Strecken ausgedehnt, Hand in Hand; der Rest des Gefälles wird entsprechenden Karten entnommen, soweit wir dies eben nach unseren Begehungen, um stets ein klares Bild der Abflussverhältnisse vor uns zu haben, für nöthig halten.

Wir müssen zur späteren Berechnung dieser Abflussmengen in den einzelnen Gefällsstrecken die passendsten Durchflussprofile aufnehmen und dieselben im Wirkungskreise unseres Objectes in grösserer Zahl und dichter Folge besitzen. Den rationellsten Vorgang hierbei, wie in den übrigen Fällen, werden wir, unserem Programme getreu, später in einigen allgemeinen Beispielen erörtern.

Dritte Gruppe: Charakter.

Den schwierigsten Verhältnissen begegnen wir in der dritten Gruppe unserer Wasserläufe, indem dieselben für jede Aufgabe die eingehendsten und umfassendsten Vorarbeiten voraussetzen: es sind dies zumeist solche Bäche und auch Flüsse, welche wenig bewachsenen oder ganz kahlen Gebirgen entspringen, die Geschiebe finden sich in allen Grössen vom feinsten Sande bis zu 1 m³ messenden Geröllen, sie sind, besonders die grösseren, mehr kantig als rund abgeschliffen, die Ufer wie die anliegenden Ländereien zeigen längs des ganzen Laufes mehr oder weniger Spuren arger Verwüstungen, bei jedem Schritte können wir mit Sicherheit die Höhe der gewöhnlichen oder der letzten Hochwasser an Mauern, Häusern, Felsblöcken, an den Culturen, Geschiebe-Ablagerungen u. s. f. erkennen und markiren. Das Gefälle dieser Wasserläufe wechselt von 2—10%, wobei sich die grösseren Gefälle häufiger finden, und bei Bächen an den Gebirgshängen Abstürze bis zu 300% und solche selbst mit verticalen Cascaden sich ergeben, — es sind dies zumeist die Gebirgsflüsse und Wildbäche.

Nöthige Erhebungen.

Bei solchen Wasserläufen, besonders bei jenen von kurzem Sammelgebiete ist eine eingehende Begehung des ganzen Gebietes im Hinblick auf die im vorhergehenden Abschnitte geschilderten Umstände nicht zu vermeiden, und zwar eine Untersuchung des eigentlichen Wasserlaufes wie seiner Zuflüsse bis an die Wasserscheide, wobei alle Erscheinungen, die für spätere Ereignisse von Einfluss sein könnten, dann die Gefälle und die jeweiligen Durchflussprofile nach der ganzen Lauflänge aufgenommen werden müssen; bei Gebirgsbächen muss ein besonderes Augenmerk auf diejenigen Orte gelegt werden, welche später für Thalsperren, Zertheilungsgerinne u. s. w. wichtig werden könnten.

Besondere Beschreibung der ersten Gruppe.

Kehren wir zu den Wasserläufen der ersten Gruppe zurück, so haben wir nur noch zu bemerken, dass es solche gibt, die

den Namen „Bach“ im Grunde genommen gar nicht verdienen; wir finden häufig zwischen kaum merklich oder sehr sanft ansteigenden Ackergründen in der dazwischen liegenden Terrainmulde eine üppige Wiese von bedeutender Längenausdehnung, aber geringer Breite, manchmal stellenweise Weiden oder Erlen, welche uns selbst bei momentaner Trockenheit dieses Wiesenstreifens den Fingerzeig geben, dass dieser grüne Teppich denn doch nicht ohne weiteren Zweck, als den der geringen Grasnutzung allein, sich hier ausbreitet. Wenn wir nicht an andern Stellen die Bestätigung durch augenscheinliche Zeugnisse finden, so gibt uns schon der nächste stärkere Regen Aufschluss, warum der Pflug des Landmannes nicht auch über diesen schmalen Streifen fuhr: sobald nach länger anhaltendem Regen die Sättigung des Bodens mehr oder weniger vor sich gegangen ist, fliesst in diesen Terrainmulden ein ganz anständiges Bächlein, welches bei bedeutendem Regenfalle oder bei Wolkenbrüchen oft kaum zu durchwatzen ist.

Dass wir bei Anlage eines Durchlasses an solchen Stellen bezugs der Durchflussöffnung fehlen können, sobald wir versäumen, der Configuration des Terrains auf grössere Entfernung unsere Aufmerksamkeit zu schenken, ist natürlich. Das Terrain ist so geartet, dass selbst heftige Niederschläge nicht im Stande sind, von dem gelockerten und aufgeackerten Boden Theile, sei es als Schlamm, geschweige als Sand abzuschwemmen, oder gar über die Grenzen der Aecker hinaus mitzuführen, so dass eine Verschlämmung des oben beschriebenen, als saftige Wiese sich präsentirenden Bachbettes nicht möglich ist. Derlei Wasserläufe, stets von äusserst geringem Gefälle, bringen nie grosse Quantitäten, daher auch bei einiger Beachtung des nächst angrenzenden Terrains und der beiläufigen Grösse des Sammelgebietes sich die nöthige Durchflussöffnung aus den in den beiden ersten Abschnitten gegebenen Daten berechnen lässt.

Ein übrigens leicht mögliches Uebersehen solcher Läufe könnte später, beispielsweise durch Absperrung der Terrainmulde mittelst Bahn- oder Strassendamms, ein teichartiges Ansammeln des Tagwassers hinter diesem Damme, selbst ein Ueberfluthen des Bahn- oder Strassenkörpers, jedenfalls eine Ueberschwemmung der nächstliegenden Culturen zur Folge haben.

Wenn der Eintritt dieser Vorkommnisse dem Bahnkörper selbst keinen Schaden bringt und das anfängliche Versehen zu meist leicht und billig nachträglich gut gemacht werden kann, so betragen die durch das Ueberschwemmen der Culturen verursachten Schäden oft das Zehnfache derjenigen Kosten, welche die Anlage eines entsprechenden Durchlasses gefordert hätte. — Aehnlich kann ein Durchlass von zu geringer Oeffnung wirken.

Den beschriebenen Wasserläufen zunächst oder eigentlich voran stehen jene, welche ein fixes und künstlich angelegtes Gerinne haben, ohne dasselbe merklich überschreiten zu können: nämlich Wasserleitungen in Röhren und in Canälen, also auch Wiesenbewässerungsgräben, Drainagen, Mühlbäche, Teichablassgräben u. dgl. m. Nach den folgenden Abschnitten über die Geschichte der Wasserläufe und der Wasserrechte werden wir die Anlage allfälliger Durchlässe oder Umlegungen solcher Leitungen ganz unter dem Ergebnisse dieser beiden Abschnitte vornehmen und die Berechnung der Durchflussprofile für das Schluss-Capitel belassen müssen.

Besondere Beschreibung der zweiten Gruppe.

Für die Wasserläufe der zweiten Gruppe lässt sich zu dem Gesagten, bezugs der Beschaffenheit ihrer Bette und der daraus sich ergebenden erforderlichen Ausdehnung unserer Aufnahmen, wenig mehr bemerken, wenn wir diejenigen der ersten und dritten Gruppe besprochen haben, indem die genannten sich in ihren Verhältnissen entweder diesen oder jenen nähern werden, somit auch in ähnlicher Weise behandelt werden müssen. Sie sind, wenn sie sehr geringes Gefälle besitzen, zum Serpentiniren geneigt und haben sehr seichte Bette, daher ihre Hochwässer meist über die Ufer treten; in diesen Fällen werden wir keine oder sehr wenig Geschiebe, wohl aber vollständig verschlammte Sohle vorfinden.

Die Aufnahme eines Durchflussprofils für Hochwasserstand wird uns schwer gemacht, da letzterer im Ueberfluthen der Ufer auch das angrenzende Terrain auf grosse Entfernung überschwemmt, somit sich oft sein Abflussprofil von 1000 und mehr Meter Breite ergeben würde; zudem wäre uns dieses für die Berechnung selbst nicht dienlich, indem ja die ausser dem Ufer

befindlichen Wassermengen in ihrer Geschwindigkeit weit hinter jenen in dem eigentlichen Gerinne zurückstehen, wenn sie nicht etwa überhaupt stagnirend sind. Unter diesen Umständen werden uns diese ausgedehnten Ueberschwemmungsgrenzen wohl nur als Coëfficient, als Factor unserer auf Grund des eigentlichen Gerinnes aufgestellten Rechnung dienen müssen, wenn wir nicht in der Lage sind, entweder thalab- oder aufwärts in mehr coupirtem Terrain entsprechendere geschlossene Abflussprofile zu finden.

Bei allen unseren Erhebungen für die directe Messung der abzuführenden Wassermengen müssen wir bestrebt sein, ein solches geschlossenes Profil zu erhalten; in wenig Fällen wird es uns, sowohl durch kurz zugemessene Zeit unserer Vorarbeiten, wie durch die Witterungsverhältnisse bedingt, gestattet oder möglich sein, diese directen Messungen bei eintretenden Hochwässern selbst vorzunehmen; dann können uns nur die Abflussprofile, in denen wir die Hochwasserstände in ihren Spuren an Bäumen, Steinen, Mauern u. s. f. bestimmen, als Ersatz dienen.

Besondere Beschreibung der dritten Gruppe.

Dieser Vorgang wird uns bei den Wasserläufen der zweiten Gruppe, welche sich ihrem Charakter nach der dritten nähern, wieder leichter gemacht, da dieselben vermöge ihres grösseren Gefälles auch grössere Geschwindigkeit, somit auch bedeutend tiefer eingeschnittene Bette haben, und die Hochwasserspuren an ihren Ufern oder an ausserhalb gelegenen Gegenständen viel markanter hervorgehoben sind: während wir in den früher behandelten Fällen diese Spuren zumeist in saurem Grase, abgesetztem Schlamm oder Sande, oder an den Ufern selbst durch mehr oder weniger ausgesprochene Grenzlinien zwischen rein gebliebenem und alterirtem Boden oder Pflanzenwuchse vorfinden, häufen sich diese Spuren immer mehr mit dem Wachsen des Gefälles, da wir schon Ablagerungen von grösseren Geschieben, Anreissungen der Ufer und des Bodens überhaupt, Mangel an Moos an den Bäumen bis auf die Hochwasserhöhe u. dgl. bemerken können. Eine Brücke oder eine Stelle, an welcher der Fluss durch Quaimauern, Leitwerke oder andere Uferversicherungen gefasst ist, würde uns das geeignetste Profil bieten,

besonders je regelmässiger die Sohle desselben hierbei ist, und je weiter das Gerinne den gleichen Charakter trägt; stehen uns ausserdem Pegelhöhen oder andere verlässliche Angaben über die Wasserstände zur Verfügung, so ist die Berechnung der abgeführten Wassermengen, respective des Durchflussprofiles für ein beliebig gewähltes Gefälle augenblicklich möglich.

Es würde unter diesen Umständen ein einziges Profil ausreichend sein, doch ist es rathsam, zum Vergleiche des erhaltenen Resultates noch ein zweites solches Profil in Rechnung zu ziehen. Je weniger der angeführten günstigen Bedingungen uns zur Verfügung stehen, desto mehr werden wir zur Aufnahme von weiteren Flussstrecken gedrängt, um durch eine endlich erhaltene Reihe von 3—5 und mehr Vergleichszahlen den Grad von entsprechender Genauigkeit zu erhalten, der uns mit dem Fehlen der einen oder der andern der besprochenen Eigenschaften eines geschlossenen Profiles verloren geht; in gleicher Weise sind die Richtungsverhältnisse zu berücksichtigen, da dieselben auf örtliche Ablagerungen und dadurch hervorgerufene Stauungen von wesentlichem Einflusse sein können.

In allen Fällen müssen wir jedoch die Beschaffenheit der Sohle und der Ufer berücksichtigen, indem die Rauheit derselben unter sonst gleichen Umständen, wie bekannt, auf die Geschwindigkeit einen grossen Einfluss übt; die bezüglichen Coëfficienten werden wir später an entsprechender Stelle zusammengestellt finden; desgleichen müssen wir aus der Grösse der gefundenen Geschiebe und der Menge derselben mit auf die Verringerung dieser Geschwindigkeit schliessen, wie wir wieder aus diesen auf dieselbe überhaupt unsere Schlüsse ziehen können.

Geschiebeführung.

So gibt uns Dubuat die Geschwindigkeit des Wassers, welche dieses nöthig hat, um folgende Materialien fortzubewegen, nach Versuchen in künstlichen Gerinnen, für:

Thon	mit	80	mm	per	Sec.
Feinen Sand	„	160	„	„	„
Groben Sand	„	200	„	„	„
Gruss	„	300	„	„	„

Schotter, eigross . . .	mit	600 mm	per Sec.	(3— 4 cm)
Schotter, faustgross . . .	„	950	„ „ „	(5— 7 „)
Trümmer, kopfgross . . .	„	2200	„ „ „	(10—20 „)
Trümmer, $1\frac{1}{2}$ —2 m ³ . . .	„	5000	„ „ „	

wobei nicht ausgeschlossen, dass auch in den einzelnen Fällen grössere Geschiebe als die bezeichneten, in diesen eingebettet, durch dieselben weiterbefördert werden, wie wir oben im Abschnitte über die abzuführenden Massen der Wildbäche gesehen. — Diese Zahlen sollen hier nur zur Vervollständigung der bezüglichen Untersuchungen Platz finden, da dieselben zufolge der Art ihrer Herleitung, besonders rücksichtlich der letzteren Geschiebearten, für die Praxis nahezu werthlos sind und bestenfalls nur zur allgemeinen Beurtheilung der Geschiebebewegungen dienen könnten.

Geschiebe-Ablagerungen.

Aus den vorstehenden Zahlen können wir, wenn wir den Bewegungen des Wassers in seinen Betten und bei Ueberschreitung derselben ausserhalb dieser folgen, auch unsere Schlüsse auf die Art und Weise der Geschiebe-Ablagerung ziehen, und finden auch stets als Bestätigung, da die Geschwindigkeit gegen die seichteren Stellen, also die Ufer, oder bei Ueberfluthungen gegen deren Grenzen, abnimmt, die kleinsten Geschiebe, also Schlamm und Sand am entferntesten vom eigentlichen Laufe, die gröberen Gerölle immer näher und die grössten im eigentlichen Bette; ebenso lagern die grössten Geschiebe oder Trümmer in jenen Strecken, die das grösste Gefälle zeigen, oder an deren Ausgängen, die kleineren Geschiebe in den weniger geneigten Betten oder am Uebergang in mässigeres Gefälle und endlich Sand und Schlamm in den ebenen fast horizontalen Thalläufen.

In der Uebereinanderfolge der Geschiebe finden sich die grössten am Grunde und die kleineren nach Abnahme der Grösse darüber gelagert, so dass Sand und endlich Schlamm den Schluss bildet; natürlich sind hier, wie oben, durch besondere Ereignisse Wechsellagerungen nicht ausgeschlossen, so dass beispielweise auf feinem Sand wieder Trümmer sich zeigen, welche Erscheinung sowohl durch Verschlammung der um diese Trümmer be-

findlichen Hohlräume, wie auch durch neuerliche Zufuhr von gröberem Geschieben nach einmal erfolgter Ablagerung kleinerer entstehen kann.

Dieselbe Ordnung in der Ablagerung findet an den Krümmungen und Wendungen der Wasserläufe statt.

Maximal-Geschwindigkeit bei Intactbleiben der Bette.

Im Zusammenhange mit den vorausgeschickten Zahlen über die Bewegung der Geschiebe durch das Wasser nach Massgabe der Geschwindigkeit desselben stehen jene Geschwindigkeiten, welche das Wasser in seinen Betten nicht überschreiten darf, ohne die Sohle und unteren Ufertheile anzugreifen. Der königl. württembergische Bau-Inspector A. Reinhard gibt hierfür nach Beschaffenheit der Sohle

	Wasserspiegel- Geschwindigkeit	Sohlen- Geschwindigkeit
für Töpferthon, schlammige Erde	150 mm	80 mm
„ feinen Sand	200 „	100 „
„ abgelagerten Thon	300 „	150 „
„ Lehm und festen Flusssand .	600 „	300 „
„ kiesigen Boden	1200 „	650 „
„ eckige Steine v. Hühnereigrösse	1600 „	1000 „
„ Conglomerate und Schiefer .	2200 „	1500 „
„ lagerhafte Gebirgsarten . .	2750 „	1800 „
„ harte ungeschichtete Felsen .	4200 „	3000 „

In „des Ingenieurs Taschenbuch“, herausgegeben vom Verein „Hütte“, finden wir die Geschwindigkeiten, die das Wasser in einem Gerinne nicht überschreiten darf, für:

	Geschwindigkeit an der Oberfläche	Mittlere Geschwindigkeit	Geschwindigkeit am Boden
Schlammige Erde oder			
braunen Töpferthon .	150 mm	110 mm	80 mm
Fetten Thon	300 „	230 „	160 „
Festen Flusssand	600 „	460 „	310 „
Kiesigen Boden	1220 „	960 „	700 „
Grobsteinigen Boden .	1520 „	1230 „	940 „
Conglomerate von Schie- ferstücken	2220 „	1860 „	1490 „
Lagerhafte Gebirgsarten	2750 „	2270 „	1820 „
Harte Felsarten	4270 „	3690 „	3160 „

Die bisher behandelten Ablagerungsverhältnisse und Bildungen der Bette mit ihren Wasserstandsspuren sind besonders wichtig, und eingehendst zu studiren bei Gebirgs- und Wildbächen, da uns bei diesen kaum inner zwei bis drei Jahren ein grösstes Hochwasser zur Beobachtung zu Gebote steht, und wir gerade, wenn ein solches eintritt, nicht immer an Ort und Stelle sein können.

Bestimmung und Aufnahme eines geschlossenen Durchflussprofiles.

Allerdings ist die Wahl einer solchen Strecke, die uns dann, nach Aufnahme der Profile und Gefälle, für unsere Rechnung dienlich sein soll, oft sehr schwierig; haben wir beispielsweise eine Stelle gefunden, an der sich die Abflussmasse mit vollster Sicherheit im Profile bestimmen lässt, so ist die für die Rechnung nöthige Sohlenneigung oder die wünschenswerthe Fortsetzung des geschlossenen Profiles auf wenigstens 3—4 m abwärts, wenn auch nur annähernd, oft nicht annehmbar, indem sich das Bett in unmittelbarer Nähe unseres Profiles plötzlich erweitert oder jäh abstürzt, oder aber durch Felsblöcke und Geschiebemengen verlegt ist.

In einem zweiten Falle können wir die deutlichsten Hochwasserspuren an den Ufern, an Felswänden, Widerlagern u. s. w. hoch über der Sohle finden, so hoch, dass uns der erste Anblick die Unmöglichkeit dieser sich daraus ergebenden Abflussmenge fast errathen lässt, besonders, wenn wir schon anderseits uns ein Bild derselben schaffen konnten; wir werden mit solchen Erscheinungen stets eine Vertiefung der Bach- oder Flusssohle constatiren können, so dass während des Hochwassers, welches schon zu Beginn seine Spuren an den Ufern einzeichnete, mit dem Einfressen in die Sohle und dem Abreissen des Bodens aus dieser sich auch das Fallen des Wasserspiegels ergab, und somit nicht mehr die ganze Höhe von der neuen Sohle bis zu der vorgefundenen Hochwasserlinie für das Durchflussprofil gelten kann; hier müssen wir die Lage der alten Sohle zu entdecken trachten, oder neue Strecken für unsere Studien suchen, so geeignet auch die zu verlassende Stelle uns Anfangs schien,

und so schwer wir uns daher auch von derselben trennen mögen.

Es ist klar, dass wir einen solchen Vorgang, wie den oben beschriebenen, nicht gleich immer erkennen werden, und weist uns dies daher neuerdings darauf, uns bei solchen Gebirgsbächen nicht auf die Aufnahme von nur einem oder zwei Profilen und den dazugehörigen Gefällen zu beschränken.

Völlig unmöglich wird uns jedoch die Bestimmung eines geschlossenen Profiles bei Bächen, welche über glatte, steile, 45—60° und senkrechte Wände herabkommen. Wir sehen diese Felsplatten, oft vollständig kahl, wohl auf eine gewisse Breite durch seinerzeit abgeführte Geschiebe weiss und blank geschauert, finden aber weder diese Geschiebe mehr, noch ein Bachbett überhaupt, wenn der eigentliche Lauf dieser Gebirgsbäche nicht grosse Ausdehnung hat und sich vom steilen Gebirge direct in einen Fluss ergiesst.

Vorgang beim Fehlen eines geschlossenen Profiles.

Gibt uns dann der Wasserlauf selbst auch weit bergwärts überhaupt gar kein Profil oder kein geeignetes oder dieses zu weit ab, so dass die Differenz zwischen den Abfuhrmassen durch diese grosse Distanz im Gebiete eine zu bedeutende wäre, so können wir nur mit Zuhilfenahme der Niederschlagsmengen, dann unserer Studien im Sammelgebiete und dem Gefälle des Baches, respective der Lehne oder Felsplatte, zu einem entsprechenden Resultate kommen, wenn wir noch durch Analogien von günstiger beschaffenen Wasserläufen unterstützt werden.

Es ist wohl nicht anzunehmen, dass sich dieser letztere Fall häufig wiederholen dürfte; es wird zumeist möglich sein, in noch zulässiger Entfernung bergwärts ein solches Profil zu finden, in dem sich die Abflussmasse rechnen lässt, um durch Zuschlag des verhältnissmässig grösseren Niederschlages im Reste des Einzugsgebietes bis zu unserer fraglichen Stelle die hier passirende Menge annähernd zu erhalten, — oder aber wird ein Wasserlauf in der Nachbarschaft mit ziemlich gleich geartetem und gleich grossem Niederschlagsgebiete eine genauere Rechnung und damit einen Schluss auf den zu beobachtenden Bach zulassen.

Ein weiterer sehr wichtiger Punkt für die Untersuchung der Bette, beziehungsweise Ufer, ist die Möglichkeit des Durchbruches derselben, entweder durch den ganzen Wasserlauf oder einen Theil desselben bei eintretendem Hochwasser, besonders in Folge von Wolkenbrüchen oder anhaltenden Landregen, welche Fälle für unsere Aufgaben von nicht zu unterschätzender Bedeutung sind und uns zwingen, entweder fern unsern eigentlichen Bauten Versicherungen gegen diese Eventualität durchzuführen oder unsere Bauten in vergrösserten oder ausgedehnteren Anlagen zu projectiren.

Pegelmessungen.

In allen bis nun behandelten Fällen war die Kenntniss des Wasserstandes stets eine Grundbedingung für jede weitere Rechnung, und sind daher die Erhebungen über die Nieder-, Mittel- und Hochwasserstände auf das Sorgfältigste vorzunehmen. In erster Linie würden uns die Pegeltabellen oder Pegelprotokolle den gewünschten Aufschluss geben; leider finden wir für unsere Zwecke solche in den seltensten Fällen, da entweder überhaupt keine Pegel gesetzt oder dieselben auf das Ungünstigste postirt sind, oder es sind die Messungen ganz unabhängig von dem betreffenden Durchflussprofile und der Geschwindigkeit vorgenommen; wir erfahren durch dieselben wohl das Steigen und Fallen des Wasserspiegels, die Zeit des Eintretens und der Dauer desselben, können aber ohne Profil und Gefälle durchaus nicht auf die Abflussmengen schliessen; es wird sonach bei Vorhandensein solcher Pegelmessungen wohl unsere erste Arbeit sein müssen, für den Pegelstand das Fluss- oder Bachbett aufzunehmen, wenn dasselbe dort überhaupt für solche Messungen tauglich ist; es kann vorkommen, dass Pegel bei höherem Wasserstand denselben niederer angeben, als sie vor kürzerer oder längerer Zeit einen wirklich geringeren bezeichneten, oder umgekehrt, je nachdem mittlerweile durch Uferbrüche das Flussprofil erweitert oder dasselbe durch Geschiebe-Ablagerungen an der Sohle verkleinert wurde, indem dadurch eine Senkung, beziehungsweise eine Erhebung des Wasserspiegels durch Stauung, hervorgerufen war.

Pegelanlegung.

Eine Fixirung von neuen Pegeln, sei es durch Latten, Pfähle, Marken an unbeweglichen Felsblöcken, an Quaimauern oder Brückenpfeilern, ist hier ebenso unerlässlich wie dort, wo solche überhaupt fehlen, und müssen wir dieselben an solche Stellen versetzen, wo das Bett des Wasserlaufes möglichst unverändert bleibt; haben wir dann einem Bach oder Fluss entlang mehrere Pegel bei gleichzeitiger Kenntniss des Durchflussprofils und des Gefälles gestellt oder angelegt, so können wir selbst mittelst ganz primitiven Schwimmern die Geschwindigkeit des Wassers so weit genau erheben, dass wir aus einer vergleichenden Rechnung dieser Wasserstände und Profile an den einzelnen Pegelstationen auch die unserem Ziele vollständig entsprechenden Resultate über die Abflussmengen erhalten.

V. ABSCHNITT.

Die Geschichte des Wasserlaufes.

Auch für die vorhin beschriebene Manipulation bedürfen wir einer gewissen Zeitperiode, und wo uns dieselbe nicht gegönnt ist, müssen wir unsere Erhebungen über die Wasserstände eben in der weiter oben dargelegten Weise durch Aufsuchen der Hochwasserspuren vornehmen, indem wir ausserdem die Erfahrungen der Anwohner, allfällige Aufzeichnungen, kurz die Geschichte des Wasserlaufes zur Ergänzung oder Bestätigung unserer eigenen Erhebungsergebnisse studiren. Es ist nicht zu leugnen, dass die auf diesem Wege gewonnenen Daten häufig sehr unzuverlässig sind, es ist aber auch gewiss, dass wir ebenso häufig nur auf Grund dieser Art von Erhebungen zu dem gewünschten Ziele kommen.

Vertrauenserhebungen.

Bewegen wir uns mit den fraglichen Objecten in der Nähe einer Stadt oder eines grösseren Ortes, so erhalten wir aus den Actensammlungen der politischen Behörden oder der Gemeindeämter jedenfalls die gewünschten Daten, andernfalls finden wir

Ortsinsassen, die oft besseren und zuverlässigeren Aufschluss geben, als manches Protokoll oder manche Gemeindestatistik, insbesondere, wenn wir uns lang verfllossene Ereignisse in der Geschichte eines Wasserlaufes nicht von einer Person allein erzählen lassen, sondern möglichst viele Stimmen darüber zu hören uns bemühen, aus welchen wir, wenn sie noch so divergirende Ansichten und Erzählungen vorbringen, gewiss bald die richtige erkennen werden, sobald wir uns vorher selbst nur einigermaßen umsahen; ja, wir können es behaupten, es wären viele Fehler, viele Anomalien in der Anlage von Durchlässen und Gerinnen umgangen worden, wenn seinerzeit in solchen Fällen es nicht Mancher unter seiner Würde oder es der Mühe werth gefunden hätte, solche einfache Erkundigungen einzuziehen, von den Fällen nicht zu sprechen, wo die Weiten der Durchlässe etc. mit souveräner Verachtung eines weiteren Studiums nach den Configurationen der Trace im verticalen Sinn allein, also einfach im Längenprofile nach der Grösse der betreffenden Terrainmuldung abgeschätzt wurden*). Welchen Eindruck macht es auf uns, wenn wir Nachricht erhalten, dass da oder dort das Hochwasser den Bahnkörper destruirte, weil die Sicherungsanlagen unzureichend waren, — oder dass ein Bach das für seinen Durchfluss bestimmte Object entweder ganz wegriss oder, dasselbe vermeidend, an einer entfernten Stelle den Bahn- oder Strassenkörper durchbrach, weil der betreffende Durchlass entweder zu klein oder er wie sein Zufluss fehlerhaft angelegt war; welches Gefühl bemächtigt sich unser, wenn wir eine Bahnanlage besichtigen, vor einem bis zu 6 m weiten Durchlasse stehend die Versicherung eines Bahnwärters entgegennehmen müssen, dass hier selbst bei Wolkenbrüchen kaum nennenswerth, zu gewöhnlichen Regenzeiten gar kein Wasser fliesst, während unweit davon ein 1—2 m weiter Durchlass

*) Als Illustrirung eines solchen Vorganges fanden wir an einer 50 Km langen Bahnstrecke von 42 für den Wasserablauf allein bestimmten Durchlässen nur 4 dem wirklichen Abflussquantum entsprechend dimensionirte vor, ohne dass die anderen 38 etwa durch constructive Momente in ihrem Lichtprofile bedingt waren; hierunter waren zweimal 3 gleichdimensionirte, deren gleichen Charakter tragende Einzugsgebiete der Fläche nach sich wie 1 : 4 : 27, respective wie 1 : 3 : 15 verhielten.

regelmässig verstopft wird oder zumindest grosse Stauungen auszuhalten hat*).

Das Traurigste in solchen Fällen ist der Umstand, dass dieselben meist hätten vermieden werden können, wenn der Projectirende nur einigermaßen oberflächliche Erhebungen gepflogen hätte, wenn er schon auf weitere Rechnungen verzichten zu dürfen geglaubt hatte. Unter solchen oberflächlichen Erhebungen verstehen wir diejenigen, die sich auf Berichte der Anwohner, auf allenfallsiges Ansehen des Wasserlaufes an und in der Uebersetzungs- oder Berührungsstelle selbst, beschränken, und jedenfalls mehr lehren, als ein blosses Zimmerstudium. Da kann es vorkommen, dass man für eine tief eingeschnittene Terrainmulde im Gegenhalte zu ähnlichen Fällen einen 6—8 m weiten Durchlass projectirt, während uns der Augenschein 50—100 Schritte bergaufwärts deutlich zeigte, dass diese Mulde absolut keine Zuflüsse erhalten könne, dass dieselbe an ihren Böschungsrändern abgegrenzt in diesen oder nahe denselben gewissermassen eine Wasserscheide besitzt, somit ein kaum zu berücksichtigendes Wasserquantum aufzunehmen hat, für welches selbst eine einfache Sickerung genügt. Dass auch der diametral entgegengesetzte Fall in Folge solcher — sagen wir Trugschlüsse — möglich ist, ist leicht begreiflich, ebenso begreiflich ist es aber, dass wir hier durch den nächstbesten Mann dieser Gegend richtigen Aufschluss erhalten konnten.

Falsche Berichte und deren Beurtheilung.

Es ist aber auch nicht ausgeschlossen, dass wir beispielsweise über Hochwasser, Geschiebemassen und Geschiebegrössen, über die Namen der Bäche und deren Zuflüsse u. s. w. von irgend einem Vertrauensmanne Aufschlüsse erhalten, die ein College gelegentlich eines Meinungs austausches ironisch belächelt, da auch er mittlerweile in „Erhebungen gemacht“ hat, und nun behauptet, da er andere Resultate erhielt, dass wir irre geführt wurden, während mitunter gerade er derjenige ist, der durch irgend eine Dorfautorität, wissentlich oder unwissentlich, belogen wurde.

*) Im Jahrg. 1868 der „Zeitschrift des österr. Ing.- und Architekten-Vereines“ führt Ingenieur Köstlin ein ähnliches Beispiel auf.

Wie sehr ist es beispielsweise möglich, dass wir behufs Wasserbezug aus einer Quelle oder einem Bache über deren Wasserführung den Aufschluss erhalten, dass „immer“ Wasser abflüsse und „nie“ ein Versiegen desselben beobachtet wurde. Wir gründen nun ganze Anlagen, Projecte etc. darauf, besonders wenn noch andere verlässliche Daten diese Behauptungen bestätigen, und überzeugen uns schon im nächsten Winter, dass der betreffende Bach durch Tage völlig eingefroren oder in einem anhaltend heissen Hochsommer völlig trocken bleibt: unser Project ist zu Wasser gemacht, da uns für dasselbe eben das nöthige tägliche Wasser fehlt. Gut, wenn diese Erkenntniss noch im Projecte eintritt und nicht schon bei naher Vollendung des Werkes. Das „Immer“ und „Nie“ des einfachen Landmannes ist eben ein ganz anderes, als jenes des denkenden Ingenieurs.

In gleicher Weise kann eben auch ein Wasserlauf zu einer Zeit, wo Alles darauf hinweist, dass derselbe Wasser führen müsse, völlig trocken bleiben und erstaunt fragen wir, wo dasselbe bleibt, bis wir die Erklärung erhalten, dass einige Kilometer bachaufwärts Anrainer das Recht besitzen, ihre Wiesen aus diesem Wasserlaufe zu bewässern. Wir finden solche Umstände bei unseren Gebirgsbächen des Canton Tessin und der Nordsteiermark, woselbst die auf zwei übereinander befindlichen Hochplateaux des Gebirges befindlichen Wiesen derart abwechselnd bewässert wurden, dass erst in 4—8 Tagen der Wasserlauf an das Thal abgetreten wurde. — Ebenso können zwei oder mehrere Bäche an einem Gebirgshange von ganz gleichem Charakter des Bettes und des Niederschlagsgebietes und gleicher Grösse des letzteren zu gleicher Zeit doch ganz verschiedene Wassermassen bringen, wenn eben zeitweise, selbst bei Hochwasser, eine theilweise Ableitung des einen möglich ist und durchgeführt wird; meist werden wir auf diesen Umstand nur durch mit diesen Verhältnissen vertraute Personen aufmerksam gemacht werden können.

Nicht selten berühren wir ein Bachbett, welches sich zwischen Aeckern hinzieht und aus seinen Ufern wie aus der Grösse und dem Charakter seines Einzugsgebietes den Schluss zulässt, dass dieser Bach nicht leicht ein von uns fixirtes Profil, bei-

spielsweise seine Ufer, an bestimmten Stellen überschreiten kann. In unserem weiteren Studium, sehen wir den Bach eine Ortschaft durchfliessen, und dort eine gepflasterte Strasse und Strassenrinne, weil vielleicht alle Gassen oder zumindest die Hauptgassen dieser Ortschaft gepflastert sind, zu seiner Aufnahme bereit; wir fanden übrigens auch Dörfer, die unter den gleichen Verhältnissen in gewöhnlichen ungepflasterten Gerinnen solchen Bächen den Durchfluss gestatteten; in beiden Fällen jedoch zeigt sich eine solche Uebereinstimmung in den Anlagen im Innern der Ortschaft mit denen im freien Felde, dass wir nun eine Bestätigung unserer bisher gezogenen Schlüsse gewonnen zu haben und jeder weiteren Nachfrage entbehren zu können meinen, besonders wenn uns zufällig die Unkenntniss der Sprache dieser Gegend ein Hinderniss für weitere Verständigung mit den Insassen wird. Unmittelbar vor Verlassen des Dorfes oder Städtchens fällt uns an einem der letzten Häuser, an dessen Eingangsthüre, eine Vorrichtung auf, die uns zu denken gibt und uns augenblicklich zum richtigen Schluss gelangen lässt, oder uns zwingt, den Zweck derselben zu erforschen: es sind an den Thürpfosten angebrachte Nuthstöcke, Schubleisten u. s. w., bestimmt zur Aufnahme von festabschliessenden Bohlen oder Verdämmungen, kurz Sicherungsvorrichtungen gegen Wasseranprall, die unser bisher festgehaltenes Bild über die möglichen Hochwässer unerwartet vergrössern. Der Bach kommt zu Zeiten so angeschwollen in die Ortschaft oder staut sich inner derselben so bedeutend, dass das Wasser bis 1 m hoch an den Gebäuden vorbei- oder anströmt. Wenn es auch selten vorkommt, dass anderweitige Spuren dieser Hochwässer in und ausser dem Dorfe so gänzlich verwischt werden, um uns dem reinen Zufall für ein richtiges Calcul preiszugeben, so mahnt uns dieser Zufall zu doppelter Vorsicht, bei Anlage unseres Bahn- und Strassenkörpers in den Durchflussanzahlen und Weiten nicht zu engherzig zu Werke zu gehen, und durch überaus ökonomischen Bau und grosse Sparsamkeit nicht das Hab und Gut von Hunderten von Familien auf das Spiel zu setzen, wenn durch unsere Anlagen eine solche Stauung geschaffen werden kann, welche die ganze Ortschaft unter Wasser zu setzen im Stande ist.

Solche Fälle sind ein Fingerzeig für uns, selbst dann, wenn wir nach reiflichster Erwägung aller selbst gewonnenen Resultate aus Eigenem heraus zu einem richtigen Abschlusse unserer Vorerhebungen gelangt zu sein glauben, lieber noch einige Zeit für Vertrauenserhebungen aufzuwenden und wenn uns diese keine neuen Daten bringen, diese Zeit lieber verloren zu geben, als später mit schweren Opfern eine Erfahrung bezahlen zu müssen.

Werth der Vertrauenserhebungen bei Gebirgs- und Wildbächen.

Hauptsächlich bei Gebirgs- und Wildbächen wird uns diese Art der Erhebungen von unschätzbarem Nutzen, wenn diese Bäche entweder nach verhältnissmässig kurzem Lauf über die Gebirgslehne ihre Wasser- und Geschiebemassen an einen Fluss abgeben, der die letzteren so weit entführt, dass wir auf die eigentliche Abfuhr durch den fraglichen Bach nicht mehr schliessen können; desgleichen finden wir nach einem Hochwasser, welches, in einem früheren Abschnitte geschilderte Geschiebe an Holzstämmen, Hausbestandtheilen u. s. w. mitführt, diese schon nach wenigen Tagen nicht mehr, geschweige zu der Zeit, wo wir unsere Erhebungen vornehmen; seinerzeit erfolgte zufällige Stauungen im oberen Laufe, sei es durch Geschiebe oder Lawinen veranlasst, in Folge welcher bei Durchbruch des Hindernisses eine Abflussmenge zu Thale kam, die sonst nie eintrat, — das Vorkommen solcher Erscheinungen können wir selten selbst erkennen.

Auch ein Durchlass in einem Strassenkörper kann uns durch seine zu geringe Weite und Höhe an unseren über einen Bach gewonnenen Anschauungen irre machen, bis wir durch irgend Jemand die Mittheilung erhalten, dass die Strassenverwaltung es vorzog, die Strasse selbst lieber durch das Ueberwasser überfluthen oder gar zerstören zu lassen, als eine grössere Brücke einzubauen. — Solche Zustände finden wir an der südlichen Rampe der Gotthardstrasse nicht selten, in einem Falle wurde sogar am andern Flussufer eine zweite Strasse angelegt, um einem Wildbach auszuweichen und den Verkehr stets aufrecht erhalten zu können; dieses Auskunftsmittel dient als Provisorium,

da diese zweite Strasse sonst der häufigen Steinfälle halber nicht für regen Verkehr geeignet ist; in solchen Fällen ist weniger ein bestimmtes Object, als die ganze Bahn- oder Strassenanlage in Frage gestellt.

Die vorstehenden allgemeinen Beispiele dürften genügen, um die Wichtigkeit dieser Art von Erhebungen über die Geschichte des Wasserlaufes zu bestätigen, wenn auch das Problematische derselben für manche einzelne Fälle gleichzeitig damit dargethan ist; dies sind eben nur einzelne Fälle und können wir dieselben gegen die Vortheile andererseits leicht in Kauf nehmen.

VI. ABSCHNITT.

Die Wasserrechts- und Servitutsverhältnisse.

Aber auch auf einen weiteren wichtigen Punkt, den wir schon oben in einem Beispiele berühren mussten, werden wir geleitet, nämlich auf die Wasserrechts- und Servitutsverhältnisse, welche wir eigentlich nur in den bezüglichen Gesetzen und Ministerial-Erlässen abzuhandeln benöthigen würden, daher wir am Schluss dieses Abschnittes einen Auszug aus denselben, soweit dieselben unsere Arbeiten tangiren, zusammenstellen, um den ersten Zweck dieser Abhandlung, eine Sammlung von Daten und Formeln, ein Nachschlagebuch und einen Rathgeber für den Ingenieur zu geben, zu erreichen.

Wir wurden im Verlaufe der vorhergehenden Abschnitte in unseren Aufgaben, die Bestimmung der Durchflussprofile für Durchlässe und Gerinne, immer mehr an die Hochwässer gedrängt und immer mehr unter die grössten Niederschläge und besonderen Elementar-Ereignisse geleitet. Eine Aenderung in den Abflussverhältnissen dieser Hochwässer kann von enormen, oft ganz unabsehbaren Wirkungen sein, und stets werden wir durch die Anlage einer Brücke, eines Durchlasses, durch Einbauten in ein Flussbett oder durch Umlegung oder Corrigirung desselben mehr oder weniger diese Abflussverhältnisse alteriren; wie weit diese Aenderung gehen darf, wie weit wir allfällig vorausgesehene Wirkungen auf Rechnung unseres Objectes nehmen

dürfen und können, dies präcisiren meist die genannten Erlässe und Gesetze, und wo diese nicht bestimmten Ausdruck geben, werden wir wohl das leitende Princip und die Intentionen derselben erkennen und unter diesen rechnen können; wenn wir zum Beispiele für einen Wasserlauf den Durchlass mit einer solchen Weite fixirten, dass die dem Durchflussprofile entsprechende Höhe eine solche wird, welche einer nicht unbedeutenden Stauung des Wasserlaufes gegen seine frühere Abflusshöhe gleichkommt, so können wir, wenn diese Stauung die Höhe von 0·5 m und mehr erreicht, dies nie und nimmer bei solchen Objecten anwenden, welche unmittelbar am Ausflusse in eine über eine Strasse führende Mulde übergehen, oder auf abschlembares Terrain ausmünden, besonders wenn selbes gut cultivirt ist. Im ersteren Falle wäre durch den aus dem Durchlasse hervorschiessenden Wasserstrahl der Strassenverkehr unmöglich gemacht, im zweiten würden die Schäden an Cultur und Boden so gross sein, dass einer einmaligen Deckung derselben schon die Kosten der entsprechenden grössten Anlage nahestehen möchten.

Die Wirkungen und Folgen von bedeutenden Rückstauungen, selbst bei geringerer Abflussmenge, haben wir schon im Capitel über die Bette der Wasserläufe in einem Beispiele der ersten Gruppe beleuchtet, und können nun auf weitere Vorkommnisse übergehen.

Sehen wir hier von den Schäden ab, welche wir dadurch wahrufen können, dass wir durch den Einbau einer Brücke oder einer Uferversicherung den Rückfluss des Inundationswassers, welches in Form eines Armes ohne eigentliches Bett stromaufwärts austrat, weiter unten versperren, und betrachten wir nur den Einfluss, welchen eine durch einen solchen Einbau oder durch eine Umlegung hervorgerufene Stauung oder Senkung des Wasserspiegels erreichen kann; sind in dem einen Falle die angrenzenden Culturen grösseren Ueberschwemmungen wie bisher ausgesetzt, so ist der zweite Fall, die Senkung des Wasserspiegels, schon für die Nieder- und Mittelwasser entgegengesetzt nachtheilig wirkend, da dadurch eine Senkung der Seihwasser und damit eine Trockenlegung der Culturen eintreten kann.

Haben noch grosse Bewässerungsanlagen ihren Ursprung in unserem Wasserlauf, die durch die Senkung des Wasserspiegels

trocken, das heisst wirkungslos gelegt werden, so haben wir uns eine Unmenge von Sünden gegen den Landwirth auf den Rücken geladen, welche Sünden nur unter schweren Geldopfern Absolution erhalten würden.

Die Durchsetzung solcher Bewässerungs- und Entwässerungsanlagen mittelst eines Bahn- oder Strassenkörpers ist an und für sich eine heikle Frage, soweit dies den Grundsatz betrifft, allen Leuten Alles recht zu machen; wir sollen da an dem mühsam aufgebauten und gut functionirenden Grabensystem einer solchen Bewässerungsanlage so wenig wie möglich, am besten gar nichts ändern, um dadurch nicht den Werth des ganzen Baues in Frage zu stellen; die Abflüsse müssen durch unsern Bahnkörper ohne Aenderung der Geschwindigkeit, des Durchflussprofiles u. s. w. ermöglicht werden. — Wenn nicht Compensationen längs des Bahnkörpers durch eine zweckdienliche Aenderung der Bewässerungsanlagen geschaffen werden, ist ein Zusammenfassen mehrerer Gräben oder Wasserläufe zu Einem, um an Durchlässen zu sparen, absolut verwerflich, eigentlich gar nicht zulässig, so wenig bei dem Durchschneiden einer Drainage mittelst Einschnitt oder Gräben oder Fundamenten es mit dem Ausheben der blossgelegten Röhren sein Bewenden haben kann; ist einerseits der Ausfluss der einzelnen Röhrenstränge auf die Böschungen für dieselben, besonders im Rutschterrain, von grosser Gefahr, so ist im zweiten Falle die Möglichkeit des Einlaufens des Grabenwassers in die unterbrochenen unteren Drainröhren geschaffen, bei Fundamenten u. dergl. aber eine Unterbindung der oberen Drainstränge durch das einzusetzende Mauerwerk unausbleiblich. Es muss in allen diesen Fällen für eine entsprechende Ableitung des Drainwassers vorgesorgt werden.

Die Durchleitung von Mühlgerinnen, deren eventuelle Verlegung, überhaupt die Uebersetzung solcher Wasserkraftleitungen bedarf der grössten Vorsicht und Sorgfalt bezugs aller daran hängenden Interessen und Rechte, da hierbei noch die Sistirung des Zuflusses auf kürzere oder längere Zeit, wie sie eben durch unsern Bau oft bedingt ist, mit in Frage kommt. Wasserleitungen in Röhren und Canälen schliessen sich in den zu berücksichtigenden Umständen unmittelbar an die besprochenen

Gerinne an, indem im Röhrenprofile und -Gefälle alle zu erfüllenden Bedingungen präcisirt sind, und daher der zulässige Grad des Abweichens von diesen, eigentlich die völlige Unzulässigkeit eines solchen, mit gegeben ist.

Die Wasserentnahme aus Quellen, Bächen, Flüssen und Teichen, sei es zum Zwecke der Ableitung eines Armes, eines Baches oder Flusses, sei es zur Gewinnung von Nutzwasser oder Wasserkraften, wird umfassendst durch die bestehenden Gesetze geregelt, und zwar sind sowohl die bezüglichen Bestimmungen über die Entnahme überhaupt, wie über die Menge des abzuführenden Wassers im Allgemeinen vorgesehen; das Detail wird Sache der Rechnung und des Uebereinkommens mit den Interessenten sein. Ebenso werden wir uns auf das Genaueste über die Bildung von Wassergenossenschaften informiren müssen, um in besonderen Fällen unsere, einem allgemeinen Interesse entsprechende Bauten nicht auf eigene Kosten allein herstellen zu müssen.

Im Anhang dieses Abschnittes lassen wir nun diese gesetzlichen Bestimmungen, wie wir sie zu Anfang desselben berührten, und soweit sie unsere Aufgaben alteriren können, in separater Zusammenstellung folgen, und glauben damit die Frage über die Wasserrechts- und Servitusverhältnisse für unsere Zwecke an der Hand der vorgeführten Beispiele zur Genüge erschöpft zu haben, indem wir mit Lösung dieser Frage zugleich unsere Vorerhebungen als abgeschlossen betrachten und somit zum zweiten Theile: der eigentlichen Berechnung übergehen können.

Uebersichtliche Zusammenstellung der Vorerhebungen.

Vor dem Eintritt in diese werden wir jedoch zuvor alle Resultate unserer Erhebungen in einer übersichtlichen Form zusammenstellen, um jederzeit ohne vieles Suchen klaren Einblick in dieselben haben zu können. Es erübrigt uns daher noch, eine solche Form, wie wir sie bei möglichster Einfachheit als praktisch und zureichend fanden, aufzustellen.

Das beigegebene Formulare zeigt uns die bei der Gotthardbahn unter der Bauleitung W. Hellwag's in Anwendung gekommene Norm, mit Ausnahme der letzten drei Rubriken, welche

wir nach unseren Erfahrungen als wünschenswerth noch beifügen zu müssen glaubten.

Die diese Tabelle vervollständigenden Zeichnungen bestehen :

1. in einer Uebersichtskarte der Niederschlagsgebiete der betreffenden Wasserläufe entweder im Massstabe oder mit Benützung einer zu Gebote stehenden Karte oder im vergrösserten Massstabe als Uebertragung einer solchen, wenn dieselbe zur Eintragung der Notizen über die wichtigsten Erscheinungen im Einzugsgebiete oder Bachbette nicht geeignet ist;

2. in einer Zusammenstellung der Verticalschnitte dieser Sammelgebiete längs der Einmündung des Sammelgebietes, also längs des eigentlichen Wasserlaufes, somit eines Längenprofils des letzteren, im gleichen Massstabe wie die Situation, sowohl Längen wie Höhen, am zweckentsprechendsten zwischen 1 : 5000 bis 1 : 10.000, um dem Auge möglichst getreu und sogleich den Charakter des Einzugsgebietes vorführen zu können. Zu diesem Ende sind sowohl die geologischen wie die Culturverhältnisse und das Vorkommen von einzelnen Gebäuden und Ortschaften im Sinne unserer bezüglichen Abhandlungen und in Uebereinstimmung mit dem Situationsplane hierin erkenntlich zu machen, ebenso Wege und dergleichen, soweit dieselben zur Orientirung dienen können. Die Bezeichnung des Ortes der aufgenommenen geschlossenen Durchflussprofile ist selbstverständlich; dieselben kommen :

3. separat im geeigneten Massstabe (1 : 100 bis 1 : 200) aufzutragen, und zwar im Zusammenhange mit den unmittelbar über und unter diesen Profilen anschliessenden Sohlengefällen, soweit wir diese für unsere Rechnung in Betracht ziehen müssen; in den Profilen wie im Längenschnitte sind die Nieder-, Mittel- und Hochwasserstände und der Charakter wie die Beschaffenheit des Bettes durch die Zeichnung möglichst ersichtlich zu machen und zu denselben alle besonderen oder ausserordentlichen Ereignisse anzuführen, also auch alle erhobenen Geschiebemengen und -Grössen.

II. Theil.

Berechnung der Durchflussprofile.

Zur Lösung unserer Aufgaben oder Bestimmung der Durchflussprofile für Wasserläufe, sei es in Röhren oder offenen Gerinnen, ist vor Allem die Ermittlung der abfließenden Wassermengen erforderlich. Wir haben über dieselben bereits im I. Theile dieser Abhandlung gesprochen und gesehen, in welchen Grenzen wir uns hier bei Berechnung derselben werden bewegen können; vorerst wollen wir von besonderen Fällen absehen und alle für die späteren Rechnungen nothwendigen Formeln aufführen, indem wir gleichzeitig die Ableitung derselben, soweit diese zum vollen Verständnisse der Formel nöthig ist, in kurzen Zügen charakterisiren werden.

Die Abflussmenge bestimmt sich nun aus dem Producte der mittleren Geschwindigkeit und der Profilfläche durch den Ausdruck:

$$Q = v \cdot F$$

oder aus der Summe der Producte der einzelnen Profilflächen-theile und deren Geschwindigkeiten:

$$Q = f_0 v_0 + f_1 v_1 + f_2 v_2 + \dots + f_x v_x$$

I. Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen.

Ob wir nun diese mittlere Geschwindigkeit v direct messen können oder nach den später folgenden Formeln rechnen müssen, immer ist sie in der Hauptsache abhängig von dem

Gefälle und der mittleren hydraulischen Tiefe, somit auch die Abflussmenge von diesen Grössen eine Function.

Wir werden demnach entweder aus dem Profile und Gefälle die mittlere Geschwindigkeit und mit dieser die Abflussmenge, oder aus der Abflussmenge und dem Gefälle das Profil, oder aus der mittleren hydraulischen Tiefe und der mittleren Geschwindigkeit das Gefälle zu rechnen haben*).

A. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit aus dem Gefälle und dem Querprofile.

Bezeichnen wir mit f die nasse Querprofilfläche, mit u den benetzten Umfang, mit l eine gewisse Länge und mit h den Höhenunterschied des Wasserspiegels an den Enden dieser Strecke l , ferner mit v die mittlere Geschwindigkeit des Wasserlaufes in Metern pro Secunde, so erhält man

$$1. \text{ nach de Prony } A v^2 + B v = \frac{f}{u} \times \frac{h}{l}$$

als allgemeinsten Ausdruck für die mittlere Geschwindigkeit, worin die Coëfficienten A und B von de Prony weiter nach den durch Dubuat und Chezy an geschiebefreien Canälen von geringen Tiefen und Gefällen angestellten Versuchen ermittelt wurden, und zwar:

$$A = 0.00030931$$

$$B = 0.00004445$$

Setzt man $\frac{f}{u} = R$ und $\frac{h}{l} = J$, so erhält man nach Substituierung der für Gerinne von 10 m² Maximalprofil und 1 m grösste Geschwindigkeit gefundenen Coëfficienten

$$v = \sqrt{0.005162 + 3233 R J} - 0.07185$$

*) Sämmtliche Formeln und Tabellen sind, wenn nicht ausdrücklich ein anderes Mass beigesetzt ist, für das Metermass gültig.

und nach Hagen als in Frankreich für Canäle und Flüsse allgemein gebräuchliche Formel

$$v = \sqrt{0.03056 + 3687.5 R J} - 0.1748$$

ohne dass hierbei die Rauheit des benetzten Umfanges berücksichtigt wurde.

2. . . . **Eytelwein** bestimmte die beiden Coëfficienten

$$A = 0.0003660$$

$$B = 0.0000243$$

nach den Versuchen Brüning's, Woltmann's und Funk's und erhält seinen aus Brahm's und Chezy's Formel

$$v = c \sqrt{\frac{f}{u} \cdot \frac{h}{l}}$$

abgeleiteten Ausdruck

$$v = 50.93 \sqrt{\frac{f}{u} \cdot \frac{h}{l}}$$

oder

$$v = 50.93 \sqrt{R J}$$

aus Versuchen an Canälen und Flüssen,

wenn $\frac{f}{u} = R$ die mittlere hydraulische Tiefe,

$\frac{h}{l} = J$ das Gefälle pro Längeneinheit, also pro Meter,

bezeichnet und der Coëfficient $c = 50.93^*$ constant genommen ist.

Auch bei Ableitung von Eytelwein's Formel wurde die Rauheit des benetzten Umfanges nicht in Rechnung gezogen, und da dieser bei Gewässern von grösseren Gefällen und geringerer Wassermenge von nicht unbedeutendem Einflusse ist, so können wir für solche Wasserläufe weder de Prony's noch Eytelwein's Formel als zureichend, verwenden und müssen

*) Grebenau gibt für grosse Flüsse (Mississippi etc.) nach der Chezy-Downing'schen Formel, welche er auch die modificirte Eytelwein'sche Formel nennt, $c = 55.21$.

dieselben nur auf grössere Gewässer mit geringeren Gefällen oder auf den Versuchsgerinnen ähnliche Fälle beschränken.

Aus demselben Grunde wollen wir hier die Formeln von Chezy, Dubuat, Dupuit, Ellet, Girard, Young, Stevenson, Taylor, St. Venant u. A. übergehen, da dieselben ausserdem meist nur für bestimmte Versuchsgerinne Geltung haben, und wollen nur auf diejenigen Rücksicht nehmen, die zumeist zur Anwendung kommen und unseren Zwecken entsprechen.

Zunächst reiht sich **Weisbach's** Formel

$$3. \quad \dots \quad v = \sqrt{\frac{2g}{A}} \sqrt{RJ}$$

an, welche er durch Gleichsetzung der für eine gewisse Länge aus den Reibungswiderständen sich ergebenden Geschwindigkeitshöhe und dem Gefälle dieser Länge erhält.

Der Coëfficient des Reibungswiderstandes

$$A = 0.007409 \left(1 + \frac{0.05853}{v} \right)$$

(nach Versuchen) gesetzt, ist, wobei oben $g = 9.809$ m,

für $v = 0.1$ m	$A = 0.01175$
$v = 0.2$ „	$A = 0.00958$
$v = 0.4$ „	$A = 0.00849$
$v = 0.6$ „	$A = 0.00813$
$v = 0.8$ „	$A = 0.00795$
$v = 1.0$ „	$A = 0.00784$
$v = 3.0$ „	$A = 0.00755$

4. . . . **Hagen** leitet nach den Versuchen und Messungen Woltmann's und Dubuat's zur Richtigstellung der bisherigen Formeln von Prony und Eytelwein den Ausdruck

$v = \sqrt{0.17851 + 14611 RJ} - 0.4225$ für preuss. Fusse
oder für Metermass umgerechnet:

$$v = \sqrt{0.01758 + 4585.66 RJ} - 0.01326$$

mittelst der Methode der kleinsten Quadrate nach Eliminirung aller unzuverlässigen Messungsergebnisse, ab, und zwar für Canäle und Flüsse giltig.

Für Flüsse sowohl wie für Bäche und Canäle ist nach Messungen an solchen von Hagen

$$v = 2.425 \sqrt{R} \sqrt[3]{J}$$

gefunden; diese Formel gibt jedoch für Gefälle von mehr als 0.0002 zu kleine v , daher sie nur für grössere Flüsse anwendbar ist. Der Coefficient $c = \frac{2.425}{\sqrt[3]{J}}$ ist hierbei, wie man sieht, vom Profile und vom Rauheitsgrade unabhängig und ändert sich nur mit dem Gefälle im entgegengesetzten Sinne.

5. . . . Humphreys und Abbot.

Nach den umfassendsten und sorgfältigsten Messungen am Mississippi leiteten die beiden amerikanischen Officiere Humphreys und Abbot aus den erhaltenen Resultaten ihre neue Geschwindigkeitsformel ab, in welcher, nach Aufstellung einer neuen Theorie über die Bewegung des Wassers, die mittlere Geschwindigkeit durch die Dimensionen des nassen Querprofiles und durch das Gefälle ausgedrückt wird.

Auch sie legten ihrer Ableitung den Satz Brahm's, dass bei gleichförmiger Bewegung des Wassers die gesammte beschleunigende Kraft dem gesammten Widerstande (oder der verzögernden Kraft) gleich ist, zugrunde, wie nach Toricelli und Dubuat das Gesetz: dass bei offenen Gerinnen das Gefälle des Wasserspiegels allein die Ursache der Bewegung ist.

Ihre für das englische Fussmass abgeleitete Formel lautet für das Metermass übertragen:

$$v = \left(\sqrt[3]{0.0025 m + \sqrt[3]{68.72 \cdot R \sqrt[3]{J}} - 0.05 \sqrt{m}} \right)^3$$

worin

$$m = \frac{0.933}{\sqrt{R + 0.457}}$$

$r = \frac{f}{u + b}$ b Breite des Wasserspiegels, f Fläche des nassen Profiles, u dessen Umfang,

$R = \frac{f}{u}$ die mittlere hydraulische Tiefe,

$J = \frac{h}{l}$ das Gefälle des Wasserspiegels bedeutet.

Angenähert ist

$$v = 5.87 \sqrt{R} \sqrt[4]{J} - 0.22 \sqrt[8]{J}$$

6. . . . **Grebenau** gibt die abgekürzte, resp. Approximativform nach Humphreys und Abbot

$v = \beta K \sqrt{r} \cdot \sqrt[4]{J}$, worin $K = 8.28972$ constant, somit

$$v = 8.28972 \beta \sqrt{r} \sqrt[4]{J}$$

wird. β ist variabel nach dem Rauheitsgrade, der Grösse des Querprofiles und dem Gefälle, und wird im Mittel:

1. Für kleine Wassergräben unter 1 m² = 0.8543
2. Für kleine Bäche von 1—5 m² = 0.8796
3. Für grössere Bäche von 5—10 m² = 0.8890
4. Für kleine Flüsse von 20—400 m² = 0.9223
5. Für grosse Flüsse von über 400 m² = 0.9459

Ist in der letzten Formel, in $r = \frac{f}{u + b}$ der benetzte Umfang annähernd gleich der Wasserspiegelbreite, d. i. $u = b$, was bei grossen Strömen und bei im Verhältnisse zur Breite nicht tiefen Canälen für Annäherungsformeln, wie überhaupt für Approximativformeln gesetzt werden kann, so erhält man

$$v = 8.29 \beta \sqrt{\frac{R}{2}} \sqrt[4]{J}$$

oder

$$v = 5.86 \beta \sqrt{R} \sqrt[4]{J}$$

wonach für den allgemeinen Ausdruck $v = c \sqrt{RJ}$

$$c = \frac{5.86 \beta}{\sqrt[4]{J}}$$

wird, und β nach obigen 5 Werthen zu wählen ist.

Es ist noch zu bemerken, dass sich die am Mississippi angestellten Versuche auf Gefälle von 0.00000342 bis 0.0009685 erstreckten.

7. . . . Bazin.

Bei den Versuchen, welche Bazin zur Untersuchung des Werthes $\frac{RJ}{v^2}$ in verschiedenartigen Experimentir-Canälen anstellte, stellte sich die völlige Unhaltbarkeit der Formeln von de Prony und Eytelwein heraus, da sich nach dem Rauheitsgrad des benetzten Umfanges zu grosse Differenzen zwischen den erhaltenen Messungen und den nach diesen Formeln gerechneten Resultaten ergaben.

Bazin unterschied 4 Hauptkategorien von Gerinnen, u. zw.

1. sehr glatte Canalwände (geglätteter Cement, sorgfältig gehobelte Holzwände und Sohle),
2. glatte Canalwände (Hausteine, Backsteine, Bretter),
3. weniger glatte Canalwände (Bruchstein-Mauerwerk),
4. Wände und Sohle in Erde,

und entwickelte für diese die Werthe von $\frac{RJ}{v^2}$ wie folgt:

Für 1. $\frac{RJ}{v^2} = 0.00015 \left(1 + \frac{0.03}{R} \right)$

„ 2. $= 0.000195 \left(1 + \frac{0.077}{R} \right)$ behauene Quadern,

a) $= 0.000208 \left(1 + \frac{0.067}{R} \right)$ gutes, sorgfältig gearbeitetes Backstein-Mauerwerk,

$$b) = 0.000177 \left(1 + \frac{0.068}{R} \right) \text{ Bretter,}$$

$$c) = 0.000196 \left(1 + \frac{0.075}{R} \right) \text{ Wasserleitungscanal,}$$

$$= 0.00919 \left(1 + \frac{0.07}{R} \right) \text{ Mittelwerth für a, b, c.}$$

$$\text{Für 3.} = 0.00024 \left(1 + \frac{0.25}{R} \right) \text{ Bruchstein-Mauerwerk,}$$

$$\text{„ 4.} = 0.00028 \left(1 + \frac{1.25}{R} \right) \text{ Erde.}$$

Bazin nimmt α als Grenze für $\frac{RJ}{v^2}$, somit die Relation zwischen α , R und v

$$\frac{RJ}{v^2} = \alpha + f(Rv),$$

wobei $\frac{\beta}{R}$ und $\frac{\beta}{v}$ die einfachsten Formen dieser Function sind, und β ein neuer constanter Coëfficient ist, so dass sich

$$RJ = \left(\alpha + \frac{\beta}{R} \right) v^2$$

und $RJ = \beta v + \alpha v^2$ ergeben.

Bazin wählt den ersteren als den practicableren, und erhält

$$v = \sqrt{\frac{RJ}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \text{ oder } v = c \sqrt{RJ}, \text{ worin } c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$$

es variirt sonach der Coëfficient c mit den Werthen von R und zugleich mit α und β , welche letztere von den Graden der Rauheit des benetzten Umfanges abhängen, und beide mit dem Gefälle, und zwar beide verschieden, variiren. Für die Kate-

gorien Bazin's sind die Werthe von α und β von diesem ver-
suchsweise bestimmt und im Folgenden gegeben:

Für Kategorie I	$\alpha = 0\cdot00015,$	$\beta = 0\cdot0000045$
„ „ II	$\alpha = 0\cdot00019,$	$\beta = 0\cdot0000133$
„ „ III	$\alpha = 0\cdot00024,$	$\beta = 0\cdot0000600$
„ „ IV	$\alpha = 0\cdot00028,$	$\beta = 0\cdot0003500$
„ „ V	$\alpha = 0\cdot00040,$	$\beta = 0\cdot0007000$

Die V. Kategorie: „Gewässer mit Geschieben“ wurde durch Ganguillet und Kutter beigefügt, und der Coëfficient c für verschiedene Werthe von R inner 0·01—25·0 für die vorstehenden Kategorien berechnet und tabellarisch zusammengestellt, welche Tabelle wir hier nicht anführen wollen, da der vorausgeschickte Ausdruck für c ohnedem sehr einfach ist, und verweisen nur auf die später folgende Tabelle über die durch Ganguillet und Kutter zusammengestellten Messungsergebnisse als Führer für die Wahl des annähernd richtigsten Coëfficienten.

8. . . . Häufig finden wir auch **Gauckler's** Formeln angewendet und wollen wir dieselben aus diesem Grunde, wie ihrer besonderen Handlichkeit wegen hier gleichfalls anführen; es ist

$$1. \dots \dots \dots \sqrt{v} = \alpha \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}$$

und

$$2. \dots \dots \dots \sqrt[4]{v} = \beta \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}$$

Diese beiden Formeln sind nach den Messungsergebnissen Bazin's abgeleitet und mit Rücksicht auf den durch Gauckler constatirten Umstand aufgestellt, dass bei Canälen und Flüssen die Gesetze der Bewegung des Wassers bei Gefällen über 0·0007 (0·7‰) ganz andere wie bei Gefällen unter 0·0007 sind, so dass die erste Formel 1. für jene Gewässer mit grösseren Gefällen als 0·0007, die zweite 2. für jene mit Gefällen unter 0·0007 in Gebrauch zu nehmen ist.

Der Unterschied in dem Gesetze der Bewegung ergibt sich für den ersten Fall als rollende Bewegung der einzelnen Wasser-

theilchen unter dem Einflusse des Sohlengefälles, im zweiten Falle als mehr gleitende Bewegung, da unter dem von Fluss aufwärts herwirkenden Drucke ein unter dem Gesetze der Schwere entstandenes Hinwegrollen der einzelnen Theilchen, wie dies im ersten Falle stattfindet, weniger geschieht, nachdem das Gefälle der Oberfläche unter 0·0007 eine Function der mittleren hydraulischen Tiefe wird.

Die nach der allgemeinen Formel $v = c \sqrt{R J}$ für die beiden Formeln Gauckler's bestimmten Coëfficienten c sind

für Gleichung 1.
$$c = \alpha^2 \sqrt[6]{R},$$

also für Gefälle über 0·0007 giltig, mit den Werthen R variirend, und

für Gleichung 2.
$$c = \beta^4 \sqrt[6]{R^5 J},$$

für Gefälle unter 0·0007 mit R und J variirend; α und β variiren mit dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, und erhalten wir für diese die Werthe nachfolgender Tabelle für sechs Kategorien Gerinne:

Kategorie	Beschaffenheit des Gerinnes	α	β
I.	Mauerwerk von behauenen Quadern, Cement	8·5 bis 10·0	8·5 bis 9·0
II.	Gutes, gewöhnliches Mauerwerk	7·6 " 8·5	8·0 " 8·5
III.	Seitenwände gemauert, Sohle in Erde	6·8 " 7·6	7·7 " 8·0
IV.	Wände und Sohle in Erde, ohne Pflanzen	5·7 " 6·7	7·0 " 7·7
V.	Wände und Sohle in Erde, mit Pflanzen	5·0 " 5·7	6·6 " 7·0
VI.	Flüsse	— —	6·4 " 7·0

Die Zwischenwerthe sind, je nachdem sich ein fragliches Gerinne der einen oder anderen Kategorie nach dem Grade der Rauheit des Profiles nähert, inner den angegebenen Grenzen zu wählen.

9. . . . **Bornemann** zieht die beiden Formeln von Gauckler nach eingehendsten Untersuchungen in geeigneter Weise zusammen und erhält

$$\sqrt[4]{v} = \varphi \sqrt[3]{R} \sqrt[5]{J} \text{ oder}$$

$$v = \frac{R J \sqrt[3]{R}}{\varphi \sqrt[5]{J}}$$

worin

$$c = \frac{\sqrt[6]{R} \sqrt[10]{J^3}}{\varphi}$$

für den allgemeinen Ausdruck $v = c \sqrt{RJ}$ und φ für vier verschiedene Gerinne, resp. Rauheitsgrade ermittelt wurde:

- | | | |
|-----------------------------------|----------------------|------------|
| 1. Für hölzerne Gerinne | $\varphi = 0.000623$ | im Mittel. |
| 2. „ gemauerte Gräben | $\varphi = 0.001090$ | „ „ |
| 3. „ ungemauerte Gräben | $\varphi = 0.001600$ | „ „ |
| 4. „ Flüsse | $\varphi = 0.003900$ | „ „ |

Kutter empfiehlt die Anwendung dieser Formel wegen zu grossem Spielraume in der Wahl des Coëfficienten φ nicht, da er fürchtet, man könne dabei in Verlegenheit über den annähernd richtigen kommen.

10. . . . **Ganguillet** und **Kutter**.

Ganguillet und Kutter legen ihrer neuen Formel den Coëfficienten

$$c = \sqrt{\frac{1}{a + \frac{\beta}{R}}}$$

von Bazin in der allgemeinen Formel

$$v = c \sqrt{RJ}$$

zugrunde, nachdem sie nach einer Transformation des Ausdruckes

$$a + \frac{\beta}{R}$$

zur Wegschaffung der beiden kleinen, unbequemen Decimalbrüche α und β

$$\frac{1}{\alpha} = n_1$$

$$\frac{\beta}{\alpha} = m_1$$

setzen, das heisst, neue Coëfficienten einführen, und erhalten

$$c = \sqrt{n_1 - \frac{n_1 m_1}{R + m_1}}$$

und nach weiterer zweckentsprechender Transformation die Endformel:

$$v = \left(n - \frac{n m}{\sqrt{R + m}} \right) \sqrt{R J},$$

in welcher n als constanter Coëfficient, den Maximalfall vorstellend, angenommen werden kann, wenn man den Einfluss der Variationen des Gefälles bei gleichem R für kleinere Gewässer, als dies z. B. der Mississippi ist, vernachlässigt. Aus den an diesem Strome vollzogenen Messungen nahmen Ganguillet und Kutter das arithmetische Mittel der Maximal- und Minimalwerthe, und setzten $n = 100$, wornach

$$v = \left(100 - \frac{100 \cdot m}{\sqrt{R + m}} \right) \sqrt{R J}; \text{ oder } v = \frac{100 \sqrt{R}}{\sqrt{R + m}} \sqrt{R J}$$

wird.

Der Ausdruck $\frac{n m}{\sqrt{R + m}}$ oder $\frac{100 m}{\sqrt{R + m}}$ in den vorstehenden

Formeln repräsentirt den mit dem Werthe R variirenden, von dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, der Beschaffenheit der Gerinne abhängigen Coëfficienten, der sich mit m bestimmt.

Für dieses m sind nun 12 Kategorien vorausgesetzt, um die grossen Lücken zwischen den 4 Kategorien Bazin's auszufüllen, und zwar wurde die 12. nach den an grobes

Geschiebe führenden Gewässern erhaltenen Messungsergebnissen im Mittel gewählt, und die übrigen 10 Werthe für m zwischen diesem 12. und dem 1. Werthe, gleichmässig vertheilt, eingeschaltet; für die

Coëfficientenreihe I	wird	$m = 0.12$;	$c = 100 - \frac{12}{\sqrt{R} + 0.12}$
„ II	„	$m = 0.15$;	$c = 100 - \frac{15}{\sqrt{R} + 0.15}$
„ III	„	$m = 0.20$;	$c = 100 - \frac{20}{\sqrt{R} + 0.20}$
„ IV	„	$m = 0.27$;	$c = 100 - \frac{27}{\sqrt{R} + 0.27}$
„ V	„	$m = 0.35$;	$c = 100 - \frac{35}{\sqrt{R} + 0.35}$
„ VI	„	$m = 0.45$;	$c = 100 - \frac{45}{\sqrt{R} + 0.45}$
„ VII	„	$m = 0.56$;	$c = 100 - \frac{56}{\sqrt{R} + 0.56}$
„ VIII	„	$m = 0.72$;	$c = 100 - \frac{72}{\sqrt{R} + 0.72}$
„ IX	„	$m = 0.93$;	$c = 100 - \frac{93}{\sqrt{R} + 0.93}$
„ X	„	$m = 1.22$;	$c = 100 - \frac{122}{\sqrt{R} + 1.22}$
„ XI	„	$m = 1.67$;	$c = 100 - \frac{167}{\sqrt{R} + 1.67}$
„ XII	„	$m = 2.44$;	$c = 100 - \frac{244}{\sqrt{R} + 2.44}$

Für diese verschieden beschaffenen Gerinne oder Canalwände erhalten wir in der folgenden Tabelle, welche auch für Flüsse, soweit deren Rauheitsgrad in Sohle und Ufern

dem nachstehend beschriebenen entspricht, Geltung hat, die Werthe für m nach der Beschaffenheit der Bette oder Gerinne specificirt:

Kategorie	Uebliche Form des Gerinnes	Beschaffenheit der Canalwände und Sohle	$m =$
I.	halbkreisförmig	Reiner, glatter Cement	0·12
II.	rechtwinklig	Reiner Cement und sehr sorgfältig gehobertes Holz	0·15
III.	"	Gut gefügte Bretter	0·20
IV.	"	Gewöhnliche rauhe Bretter, sorgfältig hergestelltes Backstein- und rein gearbeitetes Quadermauerwerk . .	0·25
V.	"	Ordinäres Backsteinmauerwerk und Bohlenwände	0·35
VI.	"	Gewöhnliches Mörtelmauerwerk von gespitzten Steinen	0·45
VII.	"	Bestochenes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt	0·55
VIII.	"	Rauhmauerwerk mit schlammiger Sohle	0·75
IX.	"	Aelteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei, mit schlammiger Sohle .	1·00
X.	trapezförmig	In felsigem Boden, Sohle unter 1·5 m breit, wenig Wasserpflanzen . .	1·25
	"	Sehr regelmässig, sauber ausgeführter Erdcanal ohne Pflanzen	1·50
XI.	"	In Erde mit schlammiger oder steiniger Sohle mit wenig Wasserpflanzen, Sohle über 2·0 m breit	1·75
	"	Mangelhaft erhaltenes, mit Moos und Pflanzen bedecktes Trockenmauerwerk und schlammiger Sohle, Sohle nicht über 1·5 m breit	2·00
	"	Erdcanal mit ziemlich vielen Wasserpflanzen, Sohle nicht über 1·5 m breit	2·00
XII.	"	Erdcanal mit vielen Wasserpflanzen, schlecht unterhalten, mit schlammiger Sohle unter 1·5 m breit .	2·50

R in Meter	Werthe des Coëfficienten e in der Formel $v = e \sqrt{R J}$											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0·01	45·5	40·0	33·3	27·0	23·2	18·2	15·2	12·2	9·7	7·6	5·6	3·9
0·03	59·0	53·6	46·4	39·0	33·1	27·8	23·6	19·4	15·7	12·4	9·4	6·6
0·05	65·1	59·9	52·9	45·3	39·0	33·2	28·6	23·7	19·4	15·5	11·8	8·4
0·07	68·8	63·9	57·0	49·5	43·1	37·1	32·1	26·9	22·2	17·8	13·7	9·8
0·10	72·5	67·8	61·2	53·9	47·5	41·3	36·1	30·5	25·4	20·6	15·9	11·5
0·11	73·2	68·6	62·1	54·9	48·5	42·3	37·1	31·4	26·2	21·3	16·5	11·9
0·12	74·0	69·5	63·1	55·9	49·5	43·3	38·0	32·3	27·0	22·0	17·1	12·3
0·13	74·7	70·3	64·0	56·9	50·5	44·3	39·0	33·2	27·8	22·7	17·7	12·8
0·14	75·5	71·2	65·0	57·9	51·5	45·2	39·9	34·1	28·6	23·4	18·3	13·3
0·15	76·3	72·0	65·9	58·9	52·5	46·2	40·9	35·0	29·4	24·1	18·9	13·7
0·16	76·8	72·5	66·5	59·6	53·2	46·9	41·6	35·6	30·0	24·6	19·3	14·0
0·17	77·3	73·2	67·1	60·3	53·9	47·6	42·3	36·3	30·6	25·2	19·8	14·4
0·18	77·8	73·7	67·8	60·9	54·7	48·3	43·0	36·9	31·2	25·7	20·2	14·7
0·19	78·3	74·3	68·4	61·6	55·3	49·1	43·7	37·6	31·8	26·3	20·7	15·3
0·20	78·8	74·9	69·0	62·3	56·1	49·8	44·4	38·3	32·4	26·8	21·1	15·5
0·25	80·4	76·7	71·1	64·7	58·6	52·3	47·0	40·8	34·8	28·9	22·9	17·0
0·30	82·0	78·5	73·2	67·0	61·0	54·9	49·5	43·2	37·1	31·0	24·7	18·4
0·35	83·0	79·7	74·6	68·6	62·7	56·7	51·3	45·0	38·8	32·6	26·1	19·5
0·40	84·0	80·8	76·0	70·1	64·4	58·4	53·0	46·7	40·4	34·1	27·5	20·6
0·45	84·8	81·7	77·0	71·3	65·7	59·8	54·4	48·1	41·8	35·4	28·6	21·6
0·50	85·5	82·5	77·9	72·4	66·9	61·1	55·8	49·5	43·2	36·7	29·7	22·5
0·55	86·0	83·2	78·7	73·3	67·9	62·2	57·0	50·7	44·4	37·8	30·7	23·3
0·60	86·6	83·8	79·5	74·2	68·9	63·3	58·1	51·8	45·5	38·9	31·7	24·1
0·65	87·0	84·3	80·1	74·9	69·7	64·2	59·0	52·8	46·4	39·8	32·5	24·8
0·70	87·5	84·8	80·7	75·6	70·5	65·1	59·9	53·8	47·4	40·7	33·4	25·5
0·75	87·9	85·2	81·2	76·2	71·2	65·8	60·7	54·6	48·2	41·5	34·2	26·2
0·80	88·2	85·6	81·7	76·8	71·9	66·5	61·5	55·4	49·0	42·3	34·9	26·8
0·85	88·5	86·0	82·2	77·4	72·5	67·2	62·2	56·2	49·8	43·1	35·6	27·4
0·90	88·8	86·4	82·6	77·9	73·0	67·8	62·9	56·9	50·5	43·8	36·2	28·0
0·95	89·0	86·7	83·0	78·3	73·5	68·4	63·5	57·6	51·2	44·4	36·9	28·6
1·00	89·3	87·0	83·3	78·7	74·0	69·0	64·1	58·2	51·8	45·0	37·5	29·1
1·50	—	—	—	—	—	—	—	—	56·1	49·4	41·7	32·9
2·00	—	—	—	—	—	—	—	—	60·3	53·7	45·9	36·7
2·50	—	—	—	—	—	—	—	—	62·7	56·2	48·4	39·1
3·00	—	—	—	—	—	—	—	—	65·0	58·7	50·9	41·5
3·50	—	—	—	—	—	—	—	—	66·7	60·4	52·7	43·3
4·00	—	—	—	—	—	—	—	—	68·3	62·1	54·5	45·0
4·50	—	—	—	—	—	—	—	—	69·5	63·4	55·9	46·4
5·00	—	—	—	—	—	—	—	—	70·6	64·8	57·3	47·8
5·50	—	—	—	—	—	—	—	—	71·6	65·8	58·4	49·0
6·00	—	—	—	—	—	—	—	—	72·5	66·8	59·5	50·1

Der Coëfficient c ist nun durch Ganguillet und Kutter, ebenso wie für Bazin's und Gauckler's Formeln für Werthe von $R = 0.01-1.00$ für die ersten 8 Kategorien und für $R = 0.01-25.0$ für die letzten 4 Kategorien gerechnet und in einer Tabelle zusammengestellt, als Führer hierzu eine zweite Tabelle zum Gebrauche empfohlen, in welcher für verschiedene Versuchsgerinne die zur Anwendung kommende Coëfficientenscala nach Bazin, Gauckler und Kutter für die speciellen Fälle nebst den nöthigen Coëfficienten-Correcturen bezeichnet ist.

Wir führen, obwohl der Coëfficient c nach den vorstehenden Formeln von Fall zu Fall augenblicklich leicht gerechnet ist, die von Kutter gegebene Tabelle über diesen Coëfficienten c für verschiedene Werthe von R und alle 12 Kategorien hiemit auf. (Siehe Seite 67.) Diejenigen Tabellen, welche sich aus den angestellten Versuchen ergeben, fügen wir unten (Seite 69, 70, 71) bei, und zwar haben wir dieselben auszugsweise und zum Vergleich der einzelnen Posten bezugs der Grössen von R , J , des Wasserspiegels und der Tiefe geordnet zusammengestellt, indem wir auch den Coëfficienten c nach den gegebenen Correcturen, ebenfalls des Vergleiches wegen, rechnen zu müssen glaubten.

Die Correcturzahlen haben wir hingegen weggelassen.

Die vorgenommenen Messungen ergaben nach Kutter:

Für den Coëfficienten c

für künstliche Gerinne aus Cement, Holz und Mauerwerk,

wobei $R = 0.100$ bis höchstens 0.540
 $J = 0.00084$ „ „ 0.16800 ,

die Wasserspiegelbreite von 0.10 bis 2.60 ,
die Wassertiefe „ 0.024 „ 0.800 variirt,

folgende in einer Tabelle zusammengestellte Resultate:

Benetzter Umfang:		W a s s e r -		nach Bazin		nach Kutter		
Grad der Rauheit	Form	J	Tiefe	Scale der Coëff. c	c	Scale der Coëff. c	c	
		K	spiegelbreite					
Cement	reiner	0.250	1.00	0.00142	0.45	I	81.4—84.4	
"	"	0.150	1.81	0.00506	0.18	}	72.0—75.0	
"	mit 1/3 sehr fein. Sand	0.260	1.00	0.00138	0.49		II	75.1—80.1
Holz	sorgfältig gehobelt	0.022	0.0489	0.00489	0.042		}	48.2
"	"	0.016	0.10	0.01524	0.024	I		51.5
Bretter	ungehobelt	0.280	1.10	0.00152	0.49	III		69.4—70.4
"	"	0.250	1.40	0.00152	0.38	IV	62.6—67.6	
"	"	0.200	1.30	0.00487	0.30	}	66.0	
"	"	0.200	1.30	0.00465	0.57		III	67.0
"	"	0.100	0.00598	0.00598	0.48		IV	54.9—55.9
"	dreieckig 45°	0.150	0.00427	0.00427	0.80	}	60.9	
"	rechtwinklig	0.200	0.00460	0.00460	0.28		III	65.0—68.0
"	"	0.200	0.00221	0.00221	0.99		IV	59.3—60.3
"	"	0.220	0.00147	0.00147	0.28	}	60.2—63.2	
"	"	0.130	0.00489	0.00489	0.15		III	62.0—66.0
"	"	0.160	0.00838	0.00838	0.19		III	79.5
Quader	behauene	0.540	2.59	0.00084	0.93	}	57.9—60.9	
"	"	0.180	1.20	0.00810	0.26		IV	56.3—62.3
Ziegel	rein	0.170	1.91	0.00502	0.20		}	41.6—42.6
Bruchstein	bestochen m. Schlamm-	0.160	1.80	0.10076	0.19	VII		43.4—44.4
"	ansammlung	0.200	1.80	0.03686	0.27	V		44.5—46.5
"	neu, unbestochen	0.100	1.70	0.0440	0.18	}	37.9—39.9	
"	schadhaft, unbestochen	0.140	2.60	0.09927	0.25		VII	28.2
"	"	0.059	1.14	0.1680	0.09		IX	32.4
"	sehr schadhaft, unbest.	0.220	2.50	0.0274	0.36	}	40.1—43.3	
"	rau	0.190	0.0122	0.0122	0.29		VIII	37.3—42.9
"	Sohle mit Schlamm	0.270	1.00	0.0600	0.49		}	40.4—44.8
"	und Steinen	0.400	2.00	0.00032	0.70	IX		37.7
"	schadhaft	0.370	1.50	0.01422	0.80			

Coefficient e
für regelmässige Canäle, Bäche und Flüsse ohne Geschleiführung oder mit kleinem, ruhendem Kiese, in Erde.
Gefälle von 0.000014—0.00130.

Benetzter Umfang	Name	Grad der Kaninheit	R	J	Wasser-		Scala der Coefficienten e nach Bazin	Kutter	Coefficient e
					spiegelbreite	Tiefe			
Canal			0.740	0.000063	5.40	1.20	IV	IX	50.4
Canal			0.875	0.000430	6.00	1.35			X
Canal		ziemlich regelmässig ausgerundet	1.122	0.000698	6.90	2.40	IV	XII	20.7—31.0
Canal			0.705	0.000500	8.00	0.78			30.5—30.8
Canal			0.554	0.000664	9.00	0.55	XI	XI	33.2—33.5
Canal			3.120	0.000224	170.0	3.00			48.9—50.4
Hubengraben			0.179	0.001300	1.48	0.24	X	X	27.7—28.2
Hockenbach			0.266	0.000790	3.40	0.35			30.9—30.6
Speyerbach			0.446	0.000667	5.00	0.60	XI	XI	32.0—32.3
Lintcanal			2.400	0.000340	37.5	3.30			49.9—53.9
Bajou La Fourche			4.000	0.000040	67.0	7.20	IV	IX	68.2
Tiber			2.883	0.000130	73.0	4.50			52.8—53.3
Bajou Plaquemine			5.130	0.000170	84.0	7.80	IV	XII	45.6—46.1
Elbe			3.325	0.000310	96.0	3.30			43.8—42.6
Weser		trapezförmig, etwas ausgerundet	2.900	0.000200	120.0	3.00	IX	XI	51.9—50.4
Newka				5.309	0.000015	270.0			6.40
Ohio			2.048	0.000093	325.0	2.40	X	IX	55.0
Newa			10.796	0.000014	370.0	16.00			82.1
Rheinarme in Holland			3.800	0.000150	400.0	4.50	X	XI	51.8—53.8
Mississippi			20.000	div.	760.0	35.00			82.8—78.1
Seine bei Paris			3.700	0.000137			IV	XI	51.6—53.4
Poissy			4.100	0.000070					47.8—56.8
" " Raconnay			3.600	0.000040			IV	XI	51.4—50.2
" " Haune			1.600	0.000100					44.1—42.5

Coefficient *c*
für regelmässige Flüsse mit Geschieben und Geschlebetrieb.
Gefälle *J* = 0.11–0.12 pro Mille.

B e n e t z t e r U m f a n g		<i>E</i>	<i>J</i>	Wasser-		Scala der Coefficienten <i>c</i> nach		Coefficient <i>c</i>
N a m e	G r a d der R a u h h e i t			spiegel-brette	Tiefe	Bazln	Kutter	
Rhein bei Gernersheim	Kleiner Kies	3.308	0.000247	228.17	.	.	XI	53.8–54.0
" " Speyer	" "	2.964	0.000112	439.00	2.96	.	XI	48.1–48.7
" " Basel	Grober "	2.100	0.001218	201.27	2.78	.	XII	38.2
Lech	" "	0.963	0.00115	48.00	1.13	.	X	44.9–45.0
Saalach	" "	0.422	0.00110	20.70	0.65	.	XI	31.9–31.0
Salzach	" "	1.260	0.00120	115.00	3.60	.	XII	34.6–33.0
Isar	" "	1.200	0.00250	50.00	1.35	.	XI	40.2–40.7
Plessur	Grobe Geschiebe	1.070	0.00965	13.00	1.40	.	XI	40.3–41.1
Escherecanal	" "	1.240	0.00300	22.00	1.50	.	XII	34.6–35.0
Rhein im Rheinwald	" "	0.240	0.01420	4.30	0.30	.	IV	23.8–22.5
Moesa in Misox	" "	0.380	0.011875	4.00	0.40	.	XI	22.9–28.9
Rhein im Domleschgerthal	" "	0.600	0.00750	5.00	0.75	.	XI	22.7–36.0
Simme i. d. Lenk	" "	0.500	0.01050	.	.	.	XII	24.5–24.9

Die vorstehenden Tabellen sind, wie bemerkt, auszugsweise aus Kutter's Zusammenstellung über Messungen zur Bestimmung des Coëfficienten c aufgestellt, indem dabei der Zweck unserer Abhandlung vor Allem im Auge behalten wurde, daher auch die Correcturzahlen für die einzelnen Coëfficientenscalen weggelassen und dafür lieber die darnach bestimmten Coëfficienten c zum besseren Vergleiche berechnet und eingesetzt wurden.

Aus der blossen Vergleichung der Scalenzahlen dieser Tabelle zwischen Bazin's und Kutter's Resultaten ergibt sich der schon oben erwähnte zu grosse Spielraum in Bazin's Annahme von 4 Kategorien, welche Unzulänglichkeit noch ersichtlicher wird im Schwanken der Correcturen dieses Coëfficienten, welches bei Bazin von -11 bis $+26$, bei Kutter nur von -9 bis $+6$ beträgt, und zwar die Grenzen sämtlicher Untersuchungen genommen; für die einzelnen Fälle beträgt die grösste Correctur-Differenz bei Kutter nur 6, resp. 12*), bei Bazin aber 12, resp. 26*).

Die Unhaltbarkeit des constanten Coëfficienten 50·9 von Eytelwein ergibt sich nun nach den vorstehenden Messungsergebnissen und Untersuchungen Bazin's, Gauckler's und Kutter's zur Genüge.

Wir müssen noch die von Ganguillet und Kutter als allgemein anwendbar aufgestellte Formel betrachten; dieselben zogen bei Ableitung dieser alle jene Einflüsse, welche eine Aenderung der Geschwindigkeit veranlassen können, in Rechnung und lassen in der Grundform

$$v = c \sqrt{R J}$$

sachgemäss den Coëfficienten c als Vertreter dieser Einflüsse fungiren.

Nach den verschiedenen Versuchen ergibt sich die Variation des Werthes c :

1. nach der Aenderung des mittleren Radius, der mittleren Tiefe (R) im selben Sinne,

*) Die grösseren Differenzen zeigen sich bei grösseren Flüssen und bei Geschiebe führenden Gewässern.

2. mit der Variation des Rauheitsgrades des benetzten Umfanges (m) im entgegengesetzten Sinne,
3. mit der Aenderung des Gefälles: im selben Sinne bei kleineren Gewässern (nach Bazin) und
4. im entgegengesetzten Sinne bei grösseren Flüssen (Mississippi etc.).

Ferner ist die Variation des Exponenten x der Gefälle, wenn:

$$\frac{v_0}{v_1} = \left(\frac{J_0}{J_1} \right)^x$$

gesetzt wird, wie die Relation zwischen R und den Werthen, welche den Rauheitsgrad des benetzten Umfanges bezeichnen, berücksichtigt, so dass schliesslich der Ausdruck

$$v = \left(\frac{z}{1 + \frac{x}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{R J}$$

den Bedingungen für eine allgemein anwendbare Formel entspricht, wenn

$$z = a + \frac{l}{n} + \frac{m}{J}$$

$$x = \left(a + \frac{m}{J} \right) n$$

In diesen durch viele Untersuchungen und auf dem Näherungswege gefundenen Coëfficienten wurde

$l = 1.00$ m gesetzt

$a = 23$ und $m = 0.00155$ ermittelt, so dass

n allein mit der Rauheit des benetzten Umfanges variabel bleibt.

Die Endformel lautet demnach

$$v = \left(\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{J} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{R J}$$

und hat dieselbe für alle Gewässer, mit kleinerem und grösserem Gefälle, mit geringerem oder ausgedehnterem Profile u. s. f. Giltigkeit.

Für verschieden beschaffene Gerinne gelten folgende Werthe von n und $\frac{1}{n}$

Rauhheitsgrad des benetzten Umfanges	n	$\frac{1}{n}$
Glatter Cement und sorgfältig gehobeltes Holz . . .	0·010	100·00
Bretter gut gefügt	0·012	83·33
Quader und besseres Mauerwerk	0·017	58·82
Erde (Bäche und Flüsse) ohne oder mit kleinen Geschieben	0·025	40·00
dto. mit gröberem Geschieben und Wasserpflanzen . .	0·030	33·33

Wir werden jedoch diese Formel nicht weiter verwenden, obwohl der complicirten Form des Coëfficienten c durch von Ganguillet und Kutter besonders berechnete Tabellen für alle möglichen Gefälle und Kategorien die Spitze abgebrochen ist, da uns die einfache Formel vollständig für unsere Zwecke genügt: wir haben es meist mit Gewässern mit grösseren Gefällen (über 0·0005 oder $\frac{1}{2}\%$) zu thun, und bei solchen kann der Einfluss der Gefällsvariation auf den Coëfficienten c ohne Nachtheil vernachlässigt werden, somit die einfache Formel Ganguillet's und Kutter's, in der dieser Einfluss unberücksichtigt blieb, für die bezeichneten Fälle volle Richtigkeit hat.

11. . . . **Hugo Heinemann** leitet nach seiner „Rationaltheorie der Bewegung des Wassers“ die Formeln über diese Bewegung in Flussbetten aus der allgemeinen Geschwindigkeitsgleichung

$$v = (\rho \beta) \sqrt{2gH}$$

her, indem er bei offenen Gerinnen, besonders Fluss- oder Bachbetten die Contraction weglassen, also $\beta = 1$ werden lässt, wornach

$$v = \rho \sqrt{2gH}$$

ρ ist ein Coëfficient, mit welchem die theoretische Geschwindigkeit multiplicirt werden muss, um die effective zu geben.

In diese Gleichung substituirt er nun für eine bestimmte Flussstrecke l mit dem absoluten Gefälle h und dem relativen

Gefälle $\frac{h}{l}$, mit dem Eintrittsprofile f_n und dem Austrittsprofile f für dasjenige, für welches die Geschwindigkeit gesucht wird, und den respectiven Geschwindigkeiten $\frac{v}{n}$ und v :

$$H = h + h_1$$

wobei H die auf Erzeugung der Durchflussgeschwindigkeit in f wirksame Druckhöhe, und $h_1 = \frac{v^2}{2gn}$ die zur Erzeugung der Anfangsgeschwindigkeit $\frac{v}{n}$ nöthige Druckhöhe vorstellt; es wird demnach

$$v = \rho \sqrt{\frac{v^2}{n^2} + 2gh} = \frac{4.43 n \rho}{\sqrt{n^2 - \rho^2}} \sqrt{h} \text{ Meter}$$

$$h = \frac{0.051 (n^2 - \rho^2) v^2}{\rho^2}$$

$$\rho = \frac{v}{\sqrt{\frac{v^2}{n^2} + 19.62 h}}$$

Für gleiches Eintritts- und Austrittsprofil ($f_n = f$) wird $n = 1$ zu setzen sein.

Bedeutet t die mittlere Tiefe, so lässt sich $\frac{l}{t}$ rechnen; für die Berechnung des $\sqrt[3]{H}$ aus der Gleichung

$$H = h + h_1 = h + \frac{v^2}{2gn}$$

muss vorläufig v schätzungsweise angenommen werden, so dass schliesslich der Ausdruck $\frac{l}{t} \frac{1}{f \sqrt[3]{H}}$ gegeben ist, für welchen aus

dem Folgenden der Coëfficient ρ gesucht werden kann, wornach die Rechnung wegen anfänglicher Annahme des v nochmals durchgeführt werden muss.

Der Widerstands-Coëfficient ρ ergibt sich, wenn wir obigen Ausdruck:

$$\frac{l}{t} \cdot \frac{1}{f \sqrt[3]{H}} = A$$

setzen, aus der Gleichung:

$$\rho = 0.037734 [\sqrt{702.3 + A} - \sqrt{A}]$$

in welcher die Temperatur des Wassers mit 13° R. angenommen ist.

H. Heinemann hat unter dieser Voraussetzung für verschiedene Werthe von A den Widerstands-Coëfficienten ρ berechnet und tabellarisch aufgeführt.

Halten wir nochmals Uebersicht über die vorstehenden 11 Formeln, so ergeben sich 4 derselben, nämlich die Eytelwein's, jene Humphreys' und Abbot's, ferner die Formel von Bazin und endlich die von Ganguillet und Kutter als diejenigen, welche überhaupt, besonders aber letzterer Zeit die meiste Beachtung und Verwendung erfuhren. Eytelwein's Formel erhielt bis vor Kurzem ihrer Einfachheit wegen den Vorzug, besonders bei Rechnungen über grössere Gewässer mit geringem Gefälle; da wir nun für solche Fälle eine viel richtigere, weil auf fachgemässer Grundlage ruhende Formel an der von Humphreys und Abbot abgeleiteten u. a. besitzen, so wird Eytelwein's constanter Coëfficient wohl weniger Verwendung wie bisher finden.

Für Gewässer von grösseren Gefällen verdient die neue Formel von Ganguillet und Kutter schon mit Rücksicht auf die Entwicklung des Coëfficienten c für mehr als die doppelte Anzahl von Kategorien verschiedener Gerinne wie bei Bazin den Vorzug vor dieser; sonst stimmten die Resultate beider Formeln mit den Messungsergebnissen gleichmässig überein, und zwar nach Ganguillet und Kutter für Gefälle von 0.030 bis 0.230 und nach Bazin's Formel für Gefälle von 0.037 bis 0.101.

B. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit aus der Oberflächen-Geschwindigkeit.

Ist uns überhaupt die Messung der Oberflächen-Geschwindigkeit eines Wasserlaufes möglich, so ist die directe Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit durch Messung entweder gar nicht, wenn uns keine geeigneten Instrumente zur Verfügung stehen, oder nur äusserst umständlich und schwierig durchführbar und für die Zwecke des Eisenbahn- und Strassen-Ingenieurs oft eine fast überflüssige Arbeit, da sich die mittlere Geschwindigkeit aus der an der Oberfläche gemessenen mit hinreichender Genauigkeit bestimmen lässt, wenn aus vorgenommenen Untersuchungen ein Gesetz über die Geschwindigkeitsänderung vom Wasserspiegel gegen die Tiefe zu aufgestellt werden kann.

Ein solches Gesetz wurde bisher für jede dem Stromstriche parallele Verticalebene durch eine Parabel ausgedrückt, deren Axe parallel dem Wasserspiegel entweder in diesem oder in einem gewissen Abstände unter diesem liegt, und deren Parameter von der mittleren Geschwindigkeit und der Tiefe abhängig ist.

Kutter meint, dass Fälle nicht ausgeschlossen sind, in denen eine andere Curve ebenso gut wie eine Parabel passt; ebenso gehen über die Curve selbst wie über deren Achsen- und Scheitellage die Ansichten oft weit auseinander, so bei Darcy, Dupuit, d'Aubuisson, Eytelwein, Gerstner, Guglielmini, Hagen, Lecchi, Pitot, de Prony, Weisbach, Woltmann u. A.

Hagen nimmt als Geschwindigkeits-Curven für grössere Flüsse gleichfalls Parabeln mit horizontaler Axe und die mittlere Geschwindigkeit zu $\frac{2}{3}$ jener an der Oberfläche und im $\frac{1}{3}$. Theile der Tiefe an; bezeichnen wir mit v_0 die Oberflächen-Geschwindigkeit, so findet

Dubuat das Verhältniss $\frac{v}{v_0} = 0.67$ bis 1.00

de Prony nach Dubuat's Versuchen an

hölzernen Canälen $\frac{v}{v_0} = 0.8164$

Boileau für Canäle annähernd . . $\frac{v}{v_0} = 0.82$

Destrem und de Prony nach Ver-
suchen an der Newa $\frac{v}{v_0} = 0.78$

Baumgartner nach Versuchen an der
Garonne $\frac{v}{v_0} = 0.80$

Brünings findet $\frac{v}{v_0} = 0.72$ bis 0.98 , im Mittel 0.85 .

Die neuesten Untersuchungen ergeben nun, dass ein constantes Verhältniss zwischen der grössten Geschwindigkeit im Wasserspiegel und der mittleren Geschwindigkeit des Wasserlaufes, respective Flusses nicht angenommen werden kann, wohl aber, dass ein solch constantes Verhältniss zwischen der Geschwindigkeit in der halben Tiefe und der mittleren Geschwindigkeit für eine und dieselbe dem Stromstriche parallele Verticalebene besteht.

Grebenau stellt in seiner Uebersetzung und Untersuchung der Humphreys-Abbot'schen „neuen Theorie über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen“ diesen wichtigen Satz im Gefolge des ebenso wichtigen auf: dass dieses Verhältniss unabhängig von der Breite und Tiefe des Flusses, ganz unabhängig von der Lage der Geschwindigkeits - C u r v e n a x e, also von der Unregelmässigkeit der Sohle, und fast unabhängig von der mittleren Flussgeschwindigkeit ist.

Auf diese Sätze gegründet, werden nun Gleichungen aufgestellt, durch welche die mittlere Flussgeschwindigkeit auch aus den gemessenen Geschwindigkeiten in der halben Flusstiefe berechnet werden kann, und wollen wir hier dieselbe ohne weitere Zusätze der Vollständigkeit wegen anführen, obwohl wir selten in die Lage kommen dürften, diese Art von Messungen in der halben Flusstiefe vorzunehmen.

Die Formel ist von Grebenau für englische Fusse gegeben, und lautet für Metermass umgewandelt:

$$v = \left[\sqrt{1.08 \frac{U_r}{2} + 0.00061 C} - 0.02484 \sqrt{C} \right]^2$$

worin

$$C = \frac{0.933}{\sqrt{R + 0.457}}$$

$\frac{U_r}{2}$ = dem Mittel aus den Geschwindigkeiten in der halben

Tiefe aller dem Stromstriche parallelen Verticalebenen,

R = der mittleren hydraulischen Tiefe = $\frac{f}{u + b}$ ist.

Der Werth von $\frac{U_r}{2}$ wird hierbei als Mittelwerth von den

in den halben Flusstiefen an in möglichst gleichen Distanzen von einander und von den Ufern abstehenden Beobachtungspunkten erhobenen Geschwindigkeiten gerechnet.

Die halbe Flusstiefe ist bei kleineren Flüssen und für genaue Resultate an jedem Beobachtungspunkte durch directe Messung, bei grossen Flüssen und für Näherungswerthe aus dem halben Quotienten der Querprofilfläche und des benetzten Umfanges = $\frac{f}{2u}$ zu bestimmen.

Wir kehren nun zu unserer Bestimmung der mittleren Flussgeschwindigkeit v aus der grössten Geschwindigkeit v_0 (im Stromstriche) an der Oberfläche zurück, und erhalten nach de Prony angenähert, nach Dubuat's Versuchen an hölzernen kleinen Gerinnen:

$$v = \frac{2.372 + v_0}{3.153 + v_0} \cdot v_0 \text{ (Meter)}$$

für Geschwindigkeiten unter 1.5 m pro Secunde. Nach Baumgarten sollen für Geschwindigkeiten über 1.5 m die mittleren Geschwindigkeiten um circa 20% kleiner als die Resultate obiger Formeln werden.

Exner gibt in Erbkam's Zeitschrift 1875 die allgemeine Formel

$$v_n = v_{n_0} \frac{1 + 0.2676 \sqrt{T}}{1 + 0.4014 \sqrt{T}}$$

für jede beliebige zum Stromstriche parallele Verticalebene, worin v_n die mittlere Geschwindigkeit, v_{n_0} die Geschwindigkeit an der Oberfläche und T die Wassertiefe in dieser Verticalebene bedeutet.

Bazin fand, dass das Verhältniss $\frac{v}{v_0}$ mit Zunahme des aus dem benetzten Umfange resultirenden Widerstandes abnimmt, und eine Relation zwischen den Verhältnissen $\frac{v}{v_0}$ und $\frac{R J}{v^2}$ besteht in der Weise, dass

$$\frac{v_0}{v} = 1 + \text{Funct.} \left(\frac{R J}{v^2} \right)$$

indem $\frac{v_0}{v} = 1$, wenn $\text{Funct.} \left(\frac{R J}{v^2} \right) = 0$ wird, und setzt

$\text{Funct.} \left(\frac{R J}{v^2} \right) = k \left(\frac{R J}{v^2} \right)$, worin k ein constanter Coëfficient, der sich im Mittel gleich 14 ergab, da er von diesem Mittel bei geringer Aenderung $\frac{R J}{v^2}$ nur wenig abwich. Aus

$$\frac{v_0}{v} = 1 + k \sqrt{\frac{R J}{v^2}}$$

wird sonach nach Substituierung des $k = 14$

$$v = v_0 - 14 \sqrt{R J}$$

Die Oberflächen-Geschwindigkeit im Stromstriche v_0 wird durch Schwimmer, der Werth für $R = \frac{f}{u}$ und $J = \frac{h}{l}$ durch directe Messung bestimmt, und daraus nach obiger Formel die mittlere Geschwindigkeit v leicht gerechnet, für unsere Zwecke mit mehr als hinreichender Genauigkeit.

C. Directe Messung der Geschwindigkeiten.

Für die Messung der Geschwindigkeiten an der Oberfläche genügen als Schwimmer einfache Holzstücke, oder solche kahntartig zugeschnitten, ferner zugekorkte leere oder zum Theile mit Wasser gefüllte Flaschen, dann Schaufelräder, bei welchen die Geschwindigkeit aus der Umdrehungszahl gefunden wird. Bei Messungen mittelst Schwimmer muss natürlich auf eine bestimmte Länge die Zeit des Durchschwimmens derselben fixirt und die Versuche so oft wiederholt werden, bis eine annähernd richtige Mittelzahl für die grösste Geschwindigkeit an der Oberfläche im Stromstriche ermittelt werden kann, wobei alle Messungen, bei denen die Schwimmer an das Ufer stossen oder sonst irritirt werden, annullirt werden müssen.

Für den Woltmann'schen Flügel, mit dem exacte Messungen in allen Tiefen vorgenommen werden können, gibt Sasse die Formel

$$v_d = \frac{1}{2} \frac{p}{t^2} \left(n \pm \sqrt{n^2 + \frac{4t^2}{p^2}} \right)$$

wobei v_d die Geschwindigkeit des Wassers pro Secunde in der Tiefe des Flügels,

t die Zeit, bei welcher in einer mit diesem Instrumente durchfahrenen Versuchsstrecke von 1 m Länge keine Umdrehung sich mehr zeigt,

n die Umdrehungszahl pro Secunde,

n_1 die Umdrehungszahl in der Zeit t_1 ,

und p der Parameter der Parabel, welche durch die auf der Abscissenaxe aufgetragenen, in der Versuchsstrecke durchfahrenen Zeiten und durch die entsprechenden Umdrehungszahlen als Ordinaten sich construirt,

$t_1^2 = t^2 - p n_1$ ist die Gleichung dieser Parabel.

Angenähert gilt die Formel

$$v_d = \alpha + \beta \cdot n$$

worin α und β Constante sind, und $\alpha = 0$ wird, wenn der Flügel keine Umdrehungen mehr zeigt.

Nach Exner ist unter Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate für m Beobachtungen

$$v_d = \sqrt{\frac{l^2}{r^2 t_m^2} \cdot a^2 + v_x^2}$$

wobei r die Umdrehungszahl angibt, wenn die Strecke l mit unendlich grosser Geschwindigkeit durchfahren wird,
 t_m die constante Beobachtungsdauer in Secunden bei allen m Beobachtungen, a die zugehörige Umdrehungszahl und
 v_x die Geschwindigkeit, bei welcher die Flügelreibung überwunden werden soll, bedeutet.

Wir haben hier über Messungen der Geschwindigkeiten das Nöthigste anführen zu müssen geglaubt, um auch in dieser Richtung für den momentanen Bedarf die Behelfe zu bieten, obwohl dies Capitel vorwiegend dem eigentlichen Wasserbau überlassen bleiben muss; wir verweisen daher auch betreffs weiterer Orientirung in dieser Frage auf Hagen, Exner in Erbkam's 1875 u. A. m., obwohl wir bei unsern Aufgaben schwerlich in die Lage kommen, so exacte Messungen vornehmen zu müssen.

J. Schlichting*) empfiehlt, bei Bestimmung der Normalprofilbreite eines Flusses die mittlere Geschwindigkeit in der in Betracht kommenden Strecke zunächst durch directe Messung bei einem Wasserstande, der dem zur Berechnung des Normalprofils gewählten Wasserstande möglichst nahe liegt, zu ermitteln und das so gefundene Resultat demnächst noch der Vollständigkeit und relativen Sicherheit wegen mit denjenigen Ergebnissen zu vergleichen, welche bei Anwendung der für zuverlässigst erachteten Formeln gefunden werden.

Nachdem wir im Vorstehenden die nöthigen Formeln über die Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen gegeben, um daraus Durchflussfläche oder Durchflussmasse rechnen zu können, erübrigt uns noch, für die wenigen Fälle, die uns in dieser Richtung begegnen werden,

*) „Der Wasserbau“ von L. Franzius und Ed. Sonne, Leipzig 1879, Seite 454.

II. Die Bewegung des Wassers in Röhrenleitungen

A. Bestimmung der Geschwindigkeit

zu behandeln und die bezüglichen Formeln für unsern Bedarf hier unter dem gleichen Gesichtspunkte wie diejenigen des vorigen Abschnittes zusammenzustellen.

Als Ausdruck für die effective Geschwindigkeit v in cylindrischen Röhren erhalten wir nach Weisbach

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + \xi + \lambda \cdot \frac{l}{d}}}$$

worin $g = 9.809$ m,

h = die Druckhöhe in der Rohrleitung,

d = der Durchmesser,

l = die Länge der Rohrleitung,

λ = der Reibungs - Coëfficient derselben, nach Hagen von der Temperatur, nach Weisbach von der Geschwindigkeit und nach Dupuit von der Rohrweite abhängig,

ξ = der Widerstands - Coëfficient für den Eintritt des Wassers in die Röhre, im Mittel = 0.505, bei langen Leitungen ganz zu vernachlässigen, bei abgerundeter Einmündung circa = 0.080.

Es wird dann einfacher für lange Leitungen, da $1 + \xi$ gegen $\lambda \cdot \frac{l}{d}$ verschwindend klein wird,

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{\lambda} \cdot \frac{d}{l}}$$

wobei die Werthe von λ aus folgender Tabelle zu bestimmen sind:

$v =$.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9
0	∞	0.0443	0.0356	0.0317	0.0294	0.0278	0.0266	0.0257	0.0250	0.0244
1	0.0239	0.0234	0.0230	0.0227	0.0224	0.0221	0.0219	0.0217	0.0215	0.0213
2	0.0211	0.0209	0.0208	0.0206	0.0205	0.0204	0.0203	0.0202	0.0201	0.0200
3	0.0199	0.0198	0.0197	0.0196	0.0195	0.0195	0.0194	0.0193	0.0193	0.0192
4	0.0191	0.0191	0.0190	0.0190	0.0189	0.0189	0.0188	0.0188	0.0187	0.0187

es ist nämlich $\lambda = 0.01439 + \frac{0.0094711}{\sqrt{v}}$ nach Weisbach, woraus vorstehende Tabelle gerechnet ist; nach Zeuner ist

$$\lambda = 0.014312 + \frac{0.010327}{\sqrt{v}}$$

Da solche Rohrleitungen meist aus Leitungscanälen, wie bei Wasserversorgungsanlagen für Städte etc. ausmünden, so müssen wir die Beziehungen zwischen der obigen Formel und dem allgemeinen, der Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen zugrunde gelegten Ausdruck $v = c \sqrt{R J}$ finden; es wird oben $\frac{h}{l} = J$ und $R = \frac{f}{u} = \frac{d}{4}$ für den kreisförmigen Querschnitt, wenn für f und u die Werthe, ausgedrückt durch den Durchmesser d , gesetzt werden, es folgt darnach endlich

$$v = \frac{8.85}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{R J}$$

Für Röhren von beliebigem Querschnitte ist, wenn u den Umfang und f die Fläche desselben bedeutet, in obiger Formel

$$\text{für } \lambda \cdot \frac{l}{d} = \frac{\lambda}{4} \cdot \frac{u}{f} l \text{ zu setzen}$$

und es wird allgemein

$$v = \frac{\sqrt{2 g h}}{\sqrt{1 + \xi + \frac{\lambda}{4} \cdot \frac{u \cdot l}{f}}}$$

B. Die Relationen zwischen Druckhöhe, Durchmesser und Wassermenge

ergeben sich für cylindrische Rohrleitungen nach der allgemeinen Formel

$$Q = v \cdot F$$

wobei Q = bestimmte Wassermenge pro Secunde,
 F = Fläche.

Demnach nach Weisbach:

$$1. \quad h = \left(1.505 + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v^2}{2g} \text{ für die Druckhöhe, worin}$$

$\lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ den Druckhöhenverlust darstellt.

$$2. \quad d = 0.95884 \sqrt[5]{(1.505 d + \lambda l) \frac{Q^2}{g h}} \text{ oder}$$

nach Zeuner einfacher

$$d = 0.3018 \sqrt[5]{\frac{l}{h} Q^2}$$

wenn $v > 0.6$ m, worin den unvermeidlichen Ablagerungen in der Rohrleitung Rechnung getragen ist.

$$3. \quad Q = \frac{\pi d^2}{4} v = 0.7854 d^2 v$$

λ wird für die beiden Gleichungen für h und d aus der vorausgeschickten Tabelle für $v = \frac{4Q}{\pi d^2}$ direct und für die Gleichung für Q nach

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1.505 + \lambda \frac{l}{d}}}$$

nach Annahme von Näherungswerthen successive aus dieser Tabelle bestimmt.

Für gekrümmte cylindrische Röhren vom Centriwinkel β und Krümmungsradius R erhalten wir den Druckhöhenverlust:

$$h_1 = \xi_1 \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\beta}{90^\circ}$$

wenn r die halbe Rohrweite ist, für verschiedene Werthe des Verhältnisses $\frac{r}{R}$ folgende Werthe für ξ_1 :

$\frac{r}{R} = 0.1$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\xi_1 = 0.131$	0.138	0.158	0.206	0.284	0.440	0.661	0.977	1.408	1.979

Für Abzweigungen von Rohrleitungen nimmt man mit hinreichender Genauigkeit den durch die Verzweigung veranlassten Druckhöhenverlust gleich der doppelten der Geschwindigkeit in der abzweigenden Röhre entsprechenden Höhe an. Bei solchen Verzweigungen ist das Quadrat des Querschnittes f des Hauptrohres gleich der Summe der Quadrate der Zweigleitungsquerschnitte $f_1, f_2 \dots$

$$f = \sqrt{f_1^2 + f_2^2 + \dots}$$

Nach Vorausschickung der entsprechenden Formeln über die Geschwindigkeiten und deren Abhängigkeit vom Gefälle und Profile, können wir den nächsten Theil unserer Aufgabe,

III. die Wassermessung

in Betracht ziehen.

Ist es uns wohl meist schon nach dem Vorausgegangenen möglich, die gewünschten Resultate auf Grund der allgemeinen Form $Q = v \cdot F$ zu erhalten, sobald wir das Querprofil seiner Dimension wie seiner Beschaffenheit nach zur Bestimmung des Werthes R in v und des Werthes F aufgenommen haben, so kommen wir doch oft in die Lage, bei Lösung unserer Aufgaben einen ganz anderen Vorgang, als den uns zunächst vor Augen liegenden, einzuhalten.

A. Wassermessung in Flüssen.

Bei Aufführung der Formel von Grebenau über die Bestimmung der mittleren Flussgeschwindigkeit aus derjenigen in der halben Tiefe haben wir das hierbei einzuhaltende Verfahren beschrieben und schliessen zunächst daran ein zweites Verfahren, bei welchem wir gleichfalls Geschwindigkeitsmessungen unter Wasser vornehmen müssen. Es sind hierzu im Flussprofile, in möglichst gleichen Abständen von Ufer zu Ufer, Punkte zu bestimmen, in welchen in verschiedenen Tiefen und an der Oberfläche die Flussgeschwindigkeiten gemessen werden; trägt man

für jede Verticale diese gemessenen Geschwindigkeiten als Abscissen und die zugehörigen Tiefen als Ordinaten auf, so erhält man ebenso viele Vertical-Geschwindigkeits-Curven, als man Beobachtungspunkte wählte, und können nun in diesen Curven die Tiefen für gleiche Geschwindigkeiten ermittelt werden, welche Tiefen auf den durch die Beobachtungspunkte gezogenen Verticalen im Flussprofile bezeichnet und für die gleichen Geschwindigkeiten unter einander verbunden werden. Betrachtet man diese Curven als Vertical-Projection von krummen Linien, welche auf dem secundlich vorgeschobenen Wasserkörper gezogen sind und gleichen Horizontalabstand haben, so erhält man den Inhalt dieses Wasserkörpers, der ein Paraboloid ist, zonenweise aus dem Producte der Zonenfläche und der bezüglichen Geschwindigkeit.

Professor Harlacher empfiehlt für die Messung der Wassermengen in Flüssen folgenden Vorgang: ein zweckentsprechend gewähltes Querprofil wird aufgenommen, und in gewissen Punkten desselben für die Verticalen dieser einzelnen Punkte, auf die eine oder die andere der weiter oben beschriebenen Arten, die mittlere Geschwindigkeit ermittelt; nun werden auf eine Axe die Distanzen der gewählten Punkte des Querprofiles in natürlicher Folge von einem Ufer aus bis zu dem andern als Abscissen aufgetragen und zu jedem Punkte als Ordinate das Product aus der gemessenen Wassertiefe in diesem und aus dem Verhältnisse der ermittelten zugehörigen mittleren Geschwindigkeit zur angenommenen Basis (die auch gleich 1 gesetzt werden kann). Der Flächeninhalt der erhaltenen Figur, welche durch die Abscissenaxe und durch die Verbindungcurve der Ordinatenendpunkte begrenzt wird, mit der constanten Länge oder Basis multiplicirt, gibt die auf diese Basis bezughabende Abflussmenge. Es ist selbstverständlich, dass dieser Vorgang, nach Bedarf auf mehrere Querprofile angewendet, bei differirenden Ergebnissen in den erhaltenen Wassermengen, das Herausziehen eines Durchschnittswerthes gestattet.

Als weiteres Beispiel für die Messung der Abflussmenge eines Baches oder Flusses diene folgender Vorgang, welchen wir bei verschiedenen Messungen als leicht durchführbar

gefunden und auch eingehalten haben: in einer geeigneten Flussstrecke wurden zwei bis drei und mehr Querprofile, je nach Erforderniss des Genauigkeitsgrades, in gleichen Abständen fixirt, der Wasserspiegelstand sowohl seiner Höhe wie seinem Gefälle nach inner der gewählten Strecke genau bestimmt, und sodann in möglichst vielen von einander in gleichen Abständen gewählten Punkten der Querprofile, in welchen Punkten auch die Wassertiefen gemessen waren, die Geschwindigkeitsmessungen vorgenommen. Diese erfolgten in der Weise, dass mittelst Woltmann'schem Flügel zuerst durch eine Minute lang die Umdrehungen unmittelbar circa 10 cm unter der Oberfläche und dann in der halben Wassertiefe erhoben wurden, wobei am Ufer selbst die Geschwindigkeit beziehungsweise die Umdrehungszahl gleich Null gesetzt wurde.

Diese Umdrehungszahlen wurden in den entsprechenden Punkten als Ordinaten aufgetragen und aus den sich ergebenden Curven für sämmtliche Querprofile das Verhältniss zwischen der Oberflächengeschwindigkeit und jener in der halben Wassertiefe ermittelt; das Product aus dem Mittel der Ordinaten, dem zugehörigen Flächentheil und dem für den Flügel ermittelten Coëfficienten gibt die Durchflussmenge für jene Zeit, durch welche der Flügel unter Wasser gehalten wurde, in unserem Falle für eine Minute, woraus diejenige pro Secunde gerechnet wurde.

Aus der Summe dieser einzelnen Producte ergab sich für jedes Querprofil die Durchflussmenge, welche durch die Fläche des Profiles dividirt die mittlere Geschwindigkeit zwischen Oberfläche und halber Wassertiefe finden liess; diese endlich mit dem oben gefundenen Verhältnisse multiplicirt, gab die wirkliche mittlere Geschwindigkeit und aus dieser schliesslich im Producte mit der Querprofilfläche die wahre Abflussmenge. Diese Rechnung für alle gewählten Profile durchgeführt, liess einen Durchflusswerth für die ganze in Untersuchung gezogene Bach- oder Flussstrecke finden.

Wir haben schon früher die Schwierigkeit der Geschwindigkeitsmessungen in der Tiefe betont, und werden daher diese Methoden der Messung nur dort anwenden, wo wir zu exacten Messungen gedrängt sind und uns daher auch die nöthigen Be-

helfe an Instrumenten etc. zur Verfügung stehen. Für unsere Aufgaben werden wir unter Beobachtung aller im ersten Theile dieser Studie gegebenen Anhaltspunkte stets mit der Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit für hinreichende Genauigkeit der Resultate ausreichen, und wird besonders bei Hochwässern und bei Flüssen mit starkem Gefälle oft diese Messung allein überhaupt möglich sein. Nur empfiehlt es sich, wenn Zeit und Umstände es halbwegs gestatten, nicht aus der grössten Oberflächengeschwindigkeit (im Stromstriche) die Ermittlung der mittleren Flussgeschwindigkeit vorzunehmen, sondern aus einer Reihe von Beobachtungen über ein Flussquerprofil gleichmässig vertheilt zum Resultate zu gelangen, also die mittleren Geschwindigkeiten für zum Stromstriche parallele Verticalebenen aus den betreffenden Oberflächengeschwindigkeiten dieser Verticalebenen abzuleiten.

Besonders wird ein solcher Vorgang in den oben bezeichneten Fällen, bei Hochwässern und Flüssen von grösseren Gefällen platzgreifen müssen. Haben wir ein geeignetes Durchflussprofil gefunden und aufgenommen, von welchem stromab die Geschwindigkeiten der Oberfläche dem Auge nach auf eine entsprechende Länge ziemlich constant bleiben, so müssen wir auch hier die Beobachtungspunkte, von denen aus wir die Schwimmer beachten, möglichst in gleichen Abständen über die Flussbreite vertheilen, und für jeden dieser Punkte die Versuche so oft wiederholen, bis wir eine hinreichende Anzahl von Resultaten erhalten, die durch annähernde Uebereinstimmung die Wahl eines Mittelwerthes zulassen.

Aus diesen so erhaltenen Oberflächengeschwindigkeiten wird für jede dem Stromstriche parallele Wasserzone die mittlere Geschwindigkeit nach der betreffenden Formel gerechnet, aus dieser in Verbindung mit dem für dieselbe entfallenden Querprofiltheile das Quantum des Abflusses dieser Wasserlamelle und aus der Summe aller dieser Theilmengen das Gesamtabflussquantum erhalten.

Da wir nicht oft in die Lage kommen, solche Messungen an den Hochwässern vornehmen zu können, und gerade diese zumeist die Grundlage unserer Entwürfe bilden müssen, so be-

nöthigen wir noch die Beziehungen zu wissen, welche zwischen den Geschwindigkeiten im Nieder- oder Mittelwasserstande und jenen der Hochwässer bestehen, beziehungsweise aus den ersteren und dem durch Pegelstände u. s. f. bekannten Hochwasserprofile Relationen aufzustellen. Stellen wir uns nur einige Querprofile eines Wasserlaufes so vor, dass eines derselben bei Nieder- oder Mittelwasser über diesen Stand bedeutende Einengung zeigt, so muss der Wasserspiegel beim Steigen des Wassers in diesem engeren Profile eine grössere Erhebung als in den anderen Profilen erfahren, somit das Gefälle desselben zwischen diesen Profilen bei Hochwasser ein anderes sein wird wie bei Mittel- oder Niederwasser. — Ebenso können die Zuflüsse in ihren zu ungleichen Zeiten eintretenden, früher oder später endenden Hochwassern auf einen Wechsel des Wasserstandes in dem sie aufnehmenden Laufe derart Einfluss nehmen, dass durch einen solchen Zufluss ein vorübergehend grösserer Wasserstand geschaffen wird, als das nachfolgende eigentliche Hochwasser des Hauptlaufes bedingt, oder dass eine theilweise Rückstauung des letzteren durch solche Zuflüsse (besonders bei Geschiebe- oder Eisführung) hervorgerufen wird.

Die Möglichkeit des Auftretens solcher Erscheinungen zu erkennen, ist Sache des fleissigsten Studiums der Fluss- oder Bachstrecken, während die Beziehungen zwischen Nieder-, Mittel- und Hochwasser aus den Flussprofilen und Gefällen, Sache der Rechnung sind.

Für diese Beziehungen genügen uns die Formeln von Humphreys und Abbot, wie die von Grebenau und von Ganguillet und Kutter aufgestellten Geschwindigkeitsformeln vollkommen, indem in denselben allen diesen Beziehungen schon in den zugrunde gelegten Versuchen und den auf diesen basirten Ableitungen Rechnung getragen wurde*).

*) Professor Harlacher hat bei Herrnskretsch 1871 an der Elbe bei verschiedenen Wasserständen Versuche angestellt und die erhaltenen Geschwindigkeiten aufgetragen; alle nach den Formeln Bornemann's, Darzy-Bazin's, Dubuat's, Chezy-Eytelwein's, Ganguillet-Kutter's, Gauckler's, Grebenau's, Hagen's und Humphreys-Abbot's ermittelten Geschwindigkeits-Curven differirten mit der durch Professor Harlacher ermittelten mehr oder weniger; Eytelwein's Formel $v = 50.9 \sqrt{R J}$ ergab eine zur erhobenen Curve fast

Bei regelmässigen Flüssen und Canälen werden wir die directe Messung der Geschwindigkeit an der Oberfläche ungleich leichter wie in den vorstehend beschriebenen Fällen vollziehen und auf kurzem Wege das Resultat aus einer der vorgeschickten Formeln erhalten. Wo wir das Gefälle des Wasserspiegels für die Bestimmung der Geschwindigkeit zu ermitteln haben, müssen wir, je geringer dasselbe ist, um so grössere Sorgfalt verwenden, da die Fehlerdifferenzen, die sich bei Differenzen im Gefälle ergeben, bei geringeren Gefällen bedeutend grösser werden, als sie bei grösseren Gefällen auf die Resultate einwirken; so wurde am Mississippi für den Unterschied von 0.0646 pro Mille der extremsten Gefälle in den mittleren Geschwindigkeiten eine Differenz von 0.89 m gefunden, während bei 63.9 pro Mille Gefällsunterschied beim Entleerungscanal des Grosbois'er Reservoirs sich eine Differenz von nur 1.2 m für die Geschwindigkeiten ergab.

B. Die Messung des Abflusses an kleineren Bächen, Canälen und grösseren Kunstgerinnen

wird auf das Rationellste durch Einsetzen eines Staubrettes, über welches das Wasser entweder überfällt, oder unter welchem es abfließt, vorgenommen. Hierbei kann das Staubrett, somit der Ausfluss auf die ganze Breite erfolgend, frei eingesetzt sein, oder die Gerinnewände verengen sich zur Vermeidung einer Seitencontraction allmählig gegen das Staubrett.

1. Für **vollkommene Ueberfälle** ist die pro Secunde abfließende Wassermenge nach Weisbach

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[V \left(h + \frac{v^2}{2g} \right)^3 - V \left(\frac{v^2}{2g} \right)^3 \right]$$

parallele, aber von der Abscissenaxe so weit abliegende, dass der constante Coëfficient $c = 50.9$ zu hoch erschien; der von Professor Harlacher für diese Versuche ermittelte Coëfficient ist $c = 43.52$. Das Gefälle des Wasserspiegels ist für diese Versuche mit $J = 0.000315$ gefunden worden.

wobei b die Breite des Gerinnes und die Länge der Ueberfallkante,

h die Entfernung des ungesenkten Wasserspiegels (da derselbe über der Ueberfallkante eine Einsenkung erfährt) über der Ueberfallkante,

v die Geschwindigkeit des zufließenden Wassers im Gerinne,

$g = 9.809$ m und

μ ein für $h = 0.01—0.60$ m von $0.636—0.578$, für Gerinne von $b = 0.2—0.6$ m Breite variirender Ausfluss-Coefficient ist, und zwar variirt derselbe mit b in geradem und mit h in umgekehrtem Verhältnisse nach folgender Tabelle:

$h = 0.01$	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
Für $b = 0.2$ ist $\mu = 0.636$	0.606	0.592	0.585	—	—	—	—
Für $b = 0.6$ ist $\mu =$ —	0.616	0.609	0.592	0.586	0.586	0.586	0.505

Für Zwischenwerthe von b und h können auch für μ Zwischenwerthe aus obigen ermittelt werden.

Für sehr geringe Geschwindigkeit des zufließenden Wassers wird

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}$$

Pro Meter Breite Ueberfall erhält man bei gleicher Canal- und Ueberfallbreite pro Secunde Abflussmenge in Kubikmeter:

h	Q	h	Q	h	Q	h	Q
0.050	0.0219	0.130	0.0920	0.250	0.2452	0.320	0.3552
0.060	0.0288	0.150	0.1140	0.260	0.2601	0.330	0.3719
0.070	0.0363	0.170	0.1375	0.270	0.2752	0.340	0.3891
0.080	0.0444	0.190	0.1625	0.280	0.2907	0.350	0.4063
0.090	0.0530	0.210	0.1888	0.290	0.3064		
0.100	0.0621	0.230	0.2164	0.300	0.3224		
0.110	0.0716	0.240	0.2307	0.310	0.3387		

2. R. von Wex*) gibt für die secundliche Abflussmenge bei vollkommenen **Ueberfallwehren** in Flüssen die secundlich abströmende Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left(\frac{H}{s_1 - s} \right) \sqrt{s_1^3 - s^3}$$

wobei s die Summe aller hydraulischen Drucke im Wasserspiegel und

s_1 jene aller hydraulischen und hydrostatischen Drucke an der Wehrkrone,

H die Stauhöhe bedeutet.

Ist ferner B die mittlere Bettbreite,

b die Breite bezw. Länge des Ueberfalles und

k die Höhe der Ueberfallwehre, so ist

- a) für geradlinige und senkrecht auf den Flusslauf mit verticaler Wand gegen das Oberwasser eingebaute Wehren, deren mittlere Breite b nur überronnen ist

$$s = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{B(k+H)} \right)^2 \left[1 + \frac{B-b}{2b} \right]$$

$$s_1 = s + H + \frac{Bk}{bgH} \left(\frac{Q}{B(k+H)} \right)^2$$

- b) für ein über die ganze Wehrlänge überronnenes Wehr gleicher Construction wie in a), also ohne Wehrflügel ist

$$s = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{bk+H} \right)^2$$

$$s_1 = s + H + \frac{k}{gH} \left(\frac{Q}{b(k+H)} \right)^2$$

wobei oben $\mu = 0.4001 + \frac{0.0011}{H} + 0.00048$

für $\frac{H}{T} = 0.04066$ bis 0.19669 .

*) Hydrodynamik. Entwicklung neuer genauen Formeln zur Berechnung der Wasserabflussmengen bei Ueberfallwehren, Grundscheussen, Schützenöffnungen und bei Wasserausleitungen in Canälen von Gustav Ritter von Wex, Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1888.

3. Für Ueberfälle mit abgerundeter Kante oder Ueberfallwehren gibt Eytelwein die Formel:

$$Q = 0.57 b \cdot h \sqrt{2gh} \sqrt{1 + 0.115 \frac{v^2}{h}}$$

4. Der k. preuss. Bauinspector H. Heinemann gibt in seiner „Rational-Theorie der Bewegung des Wassers“ für die oben beschriebenen Stauwehren mit und ohne Seitencontraction die Gleichung

$$Q = b h \cdot v_1$$

worin

$$v_1 = (\rho \beta) \sqrt{2gh + 2v}$$

oder

$$v_1 = \frac{\rho \beta}{\sqrt{1 - 2(\rho \beta)^2 n^2}} \sqrt{2gh}$$

wenn $v = n v_1$, v_1 die Ueberfallgeschwindigkeit, v die Zuflussgeschwindigkeit, n das Verhältniss beider, h die Höhe des ungesenkten Wasserspiegels über der Ueberfallkante, $g = 9.809$ m und f der Querschnitt des Gerinnes ist; sind die Werthe von h , f , n und v in der Entfernung $= h$ von der Ueberfallkante gemessen, so ist

wenn $\frac{\rho \beta}{\sqrt{1 - 2(\rho \beta)^2 n^2}} = c$ gesetzt wird:

Für Ueberfälle mit		ohne Seitencontraction	
für $\frac{bh}{f} = n$	$c =$	für $\frac{bh}{f} = n$	$c =$
0.00—0.05	0.389	0.00—0.05	0.405
0.10—0.15	0.391—0.392	0.10—0.15	0.408—0.410
0.20—0.25	0.396—0.400	0.20—0.25	0.414—0.419
0.30—0.35	0.406—0.413	0.30—0.35	0.425—0.432
0.40—0.45	0.422—0.433	0.40—0.45	0.441—0.452
0.50—0.55	0.450—0.468	0.50—0.55	0.465—0.481
0.60—0.65	0.487—0.500	0.60—0.65	0.498—0.517
0.70—0.75	0.537—0.571	0.70—0.75	0.547—0.579
0.80—0.85	0.612—0.665	0.80—0.85	0.616—0.666
0.90—0.95	0.731—0.827	0.90—0.95	0.732—0.827
1.00 —	0.963	1.00 —	0.963

5. Weisbach gibt für Ueberfälle mit unvollkommener Contraction, bei welchen also das Wasser mit bedeutender Geschwindigkeit anlangt, wenn t die Wassertiefe, b die Wehrlänge oder Länge der Ueberfallkante und B die Breite im Zuflusscanale ist, die Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \left\{ 1 + 1.718 \left(\frac{bh}{Bt} \right)^4 \right\} \mu_1 b h \sqrt{2gh}, \text{ wenn } b < B$$

und

$$Q = \frac{2}{3} \left\{ 1.041 + 0.3693 \left(\frac{h}{t} \right)^4 \right\} \mu_2 b h \sqrt{2gh}, \text{ wenn } b = B$$

Für die erste Gleichung ist für:

$\frac{bh}{Bt}$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
μ_1	1.000	1.000	1.001	1.003	1.007	1.014	1.026	1.044	1.070	1.107

für die zweite Gleichung, wenn $b = B$ ist für

$\frac{h}{t}$	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
μ_2	1.041	1.042	1.045	1.049	1.056	1.064	1.074	1.086	1.100	1.116	1.133

6. Ist das Staubrett derart eingesetzt, dass das Wasser unter demselben abläuft, dann ist, wenn b die Breite des Gerinnes und des Ausflusses, H der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel, h die Höhe des Ausflusses und das Staubrett nach aussen abgeschrägt ist, nach Weisbach

$$Q = 0.6 h b \sqrt{2gH}$$

Fliesst das Wasser hinter dem Staubrette fast frei ab, so ist für H zu setzen $H + \frac{h}{2}$, und bei abgerundeter Kante wächst der Coëfficient von 0.60—0.89.

Erhebt sich der Unterwasserspiegel über die Abflussöffnung, so wird bei

nach aussen abgeschrägtem Staubrette $Q = 0.46 b h \sqrt{2 g H}$

und bei abgerundetem Brette $Q = 0.68 b h \sqrt{2 g H}$

7. Für unvollkommene **Ueberfälle** oder Grund- und Stauwehren berechnet sich nach Pestalozzi die secundliche Abflussmenge aus

$Q = Q_1 + Q_2$ und ist

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2 g} \left[(H + k) \sqrt{H + k} - k \sqrt{k} \right]$$

$Q_2 = \mu_1 b a \sqrt{2 g (H + k)}$, somit

$$Q = b \sqrt{2 g} \left[\left(\frac{2}{3} \mu H + \frac{2}{3} \mu k + \mu_1 a \right) \sqrt{H + k} - \frac{2}{3} \mu k \sqrt{k} \right]$$

wobei Q_1 die frei überströmende Wassermenge,

Q_2 die getaucht abströmende Wassermenge,

μ der Erfahrungscoefficient für erstere = 0.85,

μ_1 jener für letztere = 0.62 (für die meisten Fälle),

H die Stauhöhe,

a die Tiefe der Wehrkrone unter dem ursprünglichen Wasserspiegel,

k die Geschwindigkeitshöhe für die mittlere Geschwindigkeit v des zufließenden Oberwassers = $\frac{v^2}{2g}$,

$v = \frac{Q}{F}$, wobei F der benetzte Querschnitt des Flusses

am Grundwehre ist.

Die Wehrhöhe kommt hierbei nur zur Berechnung des v in Betracht. Wird dieselbe, wie bei Grundablässen und Schiffsdurchlässen, = 0, so wird $\mu = \mu_1 = 0.80$ bis 0.85 meist = 0.83 bei mehreren nebeneinander befindlichen Grundablässen.

8. Die Wehrhöhe bei gegebener Stauhöhe, mit anderen Worten: die Höhe der Wehrkrone über dem ungestauten

Wasserspiegel (Unterwasserspiegel) bei gegebenem Höhenunterschied des Ober- und Unterwasserspiegels ergibt sich aus

$$W = S + \frac{v^2}{2g} - \sqrt[3]{\left(\frac{3Q}{2\mu b\sqrt{2g}} + \sqrt{\left(\frac{v^2}{2g}\right)^3}\right)^2}$$

wobei

$$v = \frac{Q_a}{R(h+S)}$$

wenn Q die pro Secunde abfließende Wassermenge,

Q_a die Gesamtzufflussmenge,

B die Breite des Zuflussgerinnes,

h die Tiefe des ungestauten Wassers,

b die ganze Wehrbreite (Fachbaumlänge),

S die Stauhöhe,

$g = 9.809$ m, ferner der Ausfluss-Coëfficient

$\mu = 0.85$ bei Wehren mit Flügelwänden und abgerundeten Kronen und

$\mu = 0.65$ bei Wehren ohne Flügelwände.

C. Die Messung durch Seitenöffnungen,

wie durch Schützen, können wir in gewissen Fällen bei grösseren Abflussmengen mit Erfolg anwenden; haben wir den Zufluss und Abfluss in ein Reservoir so geregelt, dass wir

1. bei Constantbleiben des Wasserspiegels die Wassermenge im Reservoir als ruhigstehend betrachten können, so ist dann die Ausflussmenge für rechteckige Seitenöffnung in verticaler Wand:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \cdot \left[\sqrt[3]{H^3} - \sqrt[3]{h^3} \right]$$

wobei b die Breite der rechteckigen Oeffnung,

H die Distanz der oberen und

h die Distanz der unteren Kante dieser Oeffnung vom Wasserspiegel ist,

μ der Ausfluss - Coëfficient des Wassers meist zwischen 0.65—0.70 schwankt, und genauer, wenn b und h um nicht mehr als das 20fache von einander verschieden, sich nach folgender Tabelle bestimmt.

Für $\frac{H+h}{2} =$	0.20 m	0.10 m	0.05 m	0.02 m	0.01 m
$h = 0.00$ m	—	—	—	—	—
0.01	—	—	0.622	0.667	0.704
0.02	0.592	0.611	0.624	0.664	0.696
0.08	0.599	0.614	0.630	0.656	0.670
0.10	0.599	0.615	0.631	0.654	0.666
0.20	0.601	0.617	0.630	0.648	0.655
0.50	0.604	0.617	0.628	0.640	0.644
1.00	0.605	0.615	0.626	0.633	0.632
1.60	0.602	0.611	0.618	0.617	0.613
2.00	0.601	0.607	0.612	0.612	0.611
3.00	0.601	0.603	0.606	0.620	0.609

2. Dieser oben angeführte Ausdruck ist abgeleitet aus dem allgemeinen, welcher für den Fall, als das Wasser an der Ausflussmündung mit einer nicht unbedeutenden Zuflussgeschwindigkeit v ankommt, Giltigkeit hat, und für rechteckige Seitenöffnungen lautet:

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

3. Sind die rechteckigen Seitenöffnungen von geringer Höhe, so kann, so lange die Schwerpunktsdruckhöhe nicht kleiner als die doppelte Mündungshöhe wird, der Abstand des Schwerpunktes der Mündungsfläche vom Wasserspiegel als mittlere Druckhöhe gesetzt werden, wodurch

$$Q = \mu b (H-h) \sqrt{(H+h)g}$$

hierbei wird, wenn b und h nicht über das 20fache von einander verschieden sind; der Ausfluss-Coëfficient μ ist dann,

wenn die Wasserstände im vollkommen ruhigen Wasser gemessen werden :

wenn die Wasserstände unmittelbar an der Mündungsöffnung gemessen werden :

Meter	$\frac{H+h}{2} = 0.20$ m	0.10 m	0.05 m	0.02 m	$\frac{H+h}{2} = 0.20$ m	0.10 m	0.05 m	0.02 m
$h = 0.00$	—	—	—	—	0.619	0.667	0.713	0.783
0.01	—	—	0.607	0.660	0.595	0.618	0.642	0.720
0.04	0.582	0.603	0.623	0.658	0.593	0.612	0.636	0.678
0.08	0.589	0.610	0.629	0.656	0.594	0.613	0.635	0.662
0.10	0.592	0.611	0.630	0.654	0.595	0.614	0.634	0.657
0.20	0.598	0.615	0.630	0.648	0.599	0.615	0.630	0.649
0.50	0.603	0.617	0.628	0.640	0.603	0.617	0.628	0.640
1.00	0.605	0.615	0.626	0.633	0.605	0.615	0.626	0.633
1.60	0.602	0.611	0.618	0.617	0.602	0.611	0.618	0.617
2.00	0.601	0.607	0.613	0.612	0.601	0.607	0.614	0.612
3.00	0.601	0.603	0.606	0.610	0.601	0.603	0.606	0.610

4. Für kreisförmige Oeffnungen mit dem Radius r und dem Abstand h des Mittelpunktes vom Wasserspiegel wird

$$Q = \mu r^2 \pi \sqrt{2gh} \cdot \left[1 - \frac{r^2}{32h^2} - \frac{5r^4}{1024h^4} - \dots \right]$$

wobei unter denselben Voraussetzungen wie dort die Werthe des Ausfluss-Coëfficienten μ den sub 1 und 3 aufgeführten Tabellen entnommen werden können*).

5. Für geneigte Schützen ohne Seiten- und Boden-contraction ist

$$Q = \mu f \sqrt{g(H+h)}$$

wenn f die Schützenöffnung ist.

Der Ausfluss - Coëfficient μ ist nach Poncelet für eine Schützenneigung von

40°	45°	50°	55°	60°
0.83	0.81	0.79	0.76	0.74

6. Kommt aus dem Zuflussgerinne das Wasser mit beträchtlicher Geschwindigkeit bei der Ausflussöffnung an, so wird eine

*) Die Formeln und Tabellen über den Ausfluss durch Seitenöffnungen sind nach Poncelet zusammengestellt.

unvollkommene Contraction eintreten, im Gegensatz der bisher stattgefundenen vollkommenen. Bezeichnen wir unter Beihaltung der andern oben gebrauchten Bezeichnungen den Ausfluss-Coëfficienten für unvollkommene Contraction mit μ_1 , so berechnet sich dieser aus dem für vollkommene Contraction für kreisförmige Oeffnungen

$$\mu_1 = \mu \left[1 + 0.04564 \left(14.821 \frac{f}{F} - 1 \right) \right]$$

und für rectanguläre Oeffnungen

$$\mu_1 = \mu \left[1 + 0.076 \left(9.0 \frac{f}{F} - 1 \right) \right]$$

wobei f die Fläche der Oeffnung und F die Fläche des Zuflusses ist.

7. R. von Wex*) entwickelt den Ausfluss-Coëfficienten μ für Schützenöffnungen und gibt nachstehende Formeln hierfür:

- a) für den freien Ausfluss aus den in breiteren Zuflusscanälen eingebauten Schützenöffnungen, bei welchen am ganzen Umfange der Ausflussöffnung Contractionen stattfinden

$$\mu = 0.5708 + 0.01355 \sqrt{\left(\frac{a}{H + \frac{a}{2}} \right)} +$$

$$+ 0.02109 \sqrt{\frac{1}{a}} + 0.00431 b$$

- b) für den freien Ausfluss aus den in der ganzen Breite der Gerinne eingebauten Schützen ohne erhöhte Schwellen, also ohne Seiten- und Bodencontractionen

$$\mu = 0.5751 - 0.01898 \sqrt{\left(\frac{a}{H - \frac{a}{2}} \right)} + \frac{0.00144}{a} + 0.00048 b$$

*) Hydrodynamik von Gustav R. von Wex. Leipzig 1888.

c) für den freien Ausfluss aus den in der ganzen Gerinnebreite eingebauten Schützen ohne erhöhte Schwellen, also ohne Seiten- und Bodencontraction mit abgerundeter unterer Schützenkante

$$\mu = 0.8452 - 0.21936 \sqrt{\left(\frac{a}{H - \frac{a}{2}}\right)} + \frac{0.00219}{a} + 0.00048 b$$

wobei b die Schützenbreite,
 a die Schützenhöhe und
 H die Druckhöhe.

D. Die Messung kleinerer Wassermengen

durch Auffangen derselben in Gefäßen, deren Inhalt bekannt ist; die hierzu nöthigen Vorrichtungen und Einrichtungen richten sich ganz nach den localen Verhältnissen, und kommen wir für unsere Aufgaben weniger in die Lage, derartige Messungen exact durchführen zu müssen. Solche Fälle beschränken sich meist auf das Durchführen von Bewässerungsgräben mittelst Röhren u. dgl. durch den Bahn- oder Strassenkörper oder über denselben in Aquaducten.

Ebenso werden kleinere Wassermengen mittelst sogenannter Wasserzolle gemessen, das sind in der dünnen Wand eines Gefäßes ausgeschnittene kreisrunde Oeffnungen von dem Durchmesser d , durch welche durch Verstöpseln und Oeffnen der Ab- und Zufluss so geregelt wird, dass der Wasserspiegel endlich eine bestimmte Höhe h über der Mitte der Ausflussöffnung erreicht; dann ist nach Bornemann

für $h = 26.15$ mm,	$d = 26.15$ mm,	$Q = 0.0000633$ pro Secunde		
	$= 13.08$ "	$= 0.0000630$ "	"	"
	$= 6.54$ "	$= 0.00001633$ "	"	"
	$= 3.27$ "	$= 0.0000045$ "	"	"

Zur Vervollständigung des vorstehenden Capitels über Wassermessungen mittelst Stauung müssen wir hier eine weitere für uns wichtige Thatsache,

E. die Stauung durch Einbauten,

also durch Brückenjoche, Pfeiler, Buhnen, Fangdämme, überfluthete Stauwehre u. s. f. hervorgerufen, beachten.

Ist S die Stauhöhe, w die lichte Weite, respective die Summe der lichten Weiten zwischen den Ufern und den einzelnen Einbauten, b die ganze Wasserspiegelbreite zwischen den Ufern, H die ungestaute Wassertiefe, Q die pro Secunde abfließende Wassermenge, h die Höhe des Oberwasserspiegels über der Buhne (bei Brückenpfeilern und Jochen etc. $h = 0$), so wird

$$a) S = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu^2 w^2 H^2} - \frac{1}{b^2 (H + h)} \right) \text{ nach Weisbach,}$$

wobei, wenn die Pfeiler halbkreisförmig und spitzwinkelig an den Enden sind, also wenig Seitencontraction erzeugt wird, ebenso bei Jochen $\mu = 0.95$ und bei Buhneneinbauten, überflutheten Stauwehren $\mu = 0.85$

b) Nach **H. Heinemann** ist die Erhebung des ursprünglichen Wasserspiegels (Stauhöhe) bei solchen Einbauten

$$S = \frac{f_n + b S}{2 f_n + b} \left(\frac{v_1^2 - 2 v^2 (\rho \beta)^2}{2 g (\rho \beta)^2} \right)$$

wobei v die Zuflussgeschwindigkeit,

v_1 die Geschwindigkeit über dem Staue,

b die mittlere Breite des Wasserspiegels in halber Stauhöhe und

f_n der Inhalt des eingeeigten Profiles ist.

Heinemann setzt nun für die gewöhnlichen Fälle der Praxis aus seiner Werthtafel für $(\rho \beta)^*$ dieses gleich 0.540 und erhält als einfachere Formel für hinreichende Genauigkeit:

$$S = \frac{f_n + b S}{2 f_n + b} (0.175 v_1^2 - 0.102 v^2).$$

*) Aus welcher Tafel wir weiter oben die Werthe für

$$c = \frac{\rho \beta}{\sqrt{1 - 2 (\rho \beta)^2 n^2}}$$

für Heinemann's Formel gaben.

- c) Für die Durchflussöffnungen von Brücken können auch die oben unter 6. angeführten Pestalozzi'schen Entwicklungen für Grundablässe angewendet werden, da die Widerlager und Zwischenpfeiler als Wehre functioniren, welche keinen Uebersturz gestatten.

Die Rechnung wird zur Bestimmung der Stauhöhe H , welche der Wassermenge Q entspricht, annäherungsweise derart durchgeführt, dass zuerst $k = 0$ gesetzt und hierfür aus Pestalozzi's Formel das H berechnet wird, welches dann unter Berücksichtigung der demselben entsprechenden Geschwindigkeitshöhe des ankommenden Wassers in die Formel substituirt wird. Hieraus wird H und Q zu gross gefunden, und ist nunmehr für ein zu kleines H und Q die gleiche Rechnung durchzuführen, endlich für ein drittes und viertes u. s. w. Durch Interpolation, am vorteilhaftesten auf graphischem Wege, wobei die verschiedenen Q als Abscissen und die zugehörigen H als Ordinaten fungiren, kann für die wahre Wassermenge Q das entsprechende H als Ordinate abgegriffen werden.

In gleicher Weise wird der Aufstau nach den Formeln für die Stauhöhen und Stauwerthe durchgeführt.

- d) Für eine Verengung eines Fluss- oder Canalbettes mittelst Bühnen oder anderer Einbauten ist nach R. von Wex*) die durchströmende secundliche Wassermenge $Q = Q_1 + Q_2$, das ist die Summe aus der oberen frei durchströmenden und der unteren im hydrostatischen Gegendrucke des Unterwassers durchfliessenden Wassermenge.

$$\text{Es ist } Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \sqrt{s_1^3 - s^3}$$

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

$$s_1 = s + H + \frac{nv^2}{2g}$$

$$Q_2 = \mu_1 b \left(T_1 + \frac{nv^2}{2g} \right) \sqrt{2g s_1}$$

*) Hydrodynamik von Gustav R. von Wex.

wobei φ die Neigung des vom Wasser nicht überronnenen Einbaues gegen das abwärtige Ufer,

T_1 die Profilhöhe,

b die freie Flussbreite,

c die mittlere Geschwindigkeit des zufließenden Oberwassers,

v die mittlere Geschwindigkeit des abfließenden Unterwassers,

$\frac{nv^2}{9g}$ die Verminderung des hydrostatischen Gegen-
druckes des letzteren in Folge der Nach-
saugung, $n = \text{circa } 0.67$.

Sind mehrere Pfeiler im Flusse so eingebaut, dass die zwischen denselben entstehenden Aufstauungen des Oberwassers sich mit einander vereinen, und über die ganze obere Flussbreite reichen, so können obige Formeln verwendet werden, wobei sämtliche Pfeilerbreiten der Länge der früher zugrunde gelegten Einbauten gleichzusetzen sind, nur müssen μ und μ_1 entsprechend rectificirt werden, da beiderseits der Pfeiler Ablenkungen und Contractionen entstehen.

Für Druckhöhen von $H = 0.196$ m bis 0.341 m ist

$$\mu_1 = 0.5274 + 0.00048 b$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0.4001 + \frac{0.00316}{H} + 0.00048 b$$

und für grössere Druckhöhen

$$\mu_1 = 0.5346 + 0.00048 b$$

$$\frac{2}{3} \mu = 0.4001 + \frac{0.00244}{H} + 0.00048 b.$$

F. Die Stauweite,

d. i. die Entfernung jenes Punktes des Wasserspiegels, wo derselbe durch einen Einbau veranlasst, sich gegen die ursprüngliche Lage zu heben beginnt, von diesem Einbau zu finden, kann man für geringere Gefälle annähernd die doppelte Stauhöhe durch das relative Gefälle des ungestauten

Wasserspiegels dividirt annehmen. Genauer erhält man die Stauweite L_x irgend eines Punktes X aus dem Ausdrucke:

$$\frac{L_x}{H} \sin \alpha = \frac{1}{3} \log. \text{ nat. } \frac{h}{h_x} + \frac{2}{3} \frac{h-h_x}{H} + \frac{1}{9} \frac{h^2-h_x^2}{H^2} - \frac{1}{27} \frac{h^3-h_x^3}{H^3} + \frac{1}{108} \frac{h^4-h_x^4}{H^4} - \frac{1}{486} \frac{h^5-h_x^5}{H^5} + \frac{1}{567} \frac{h^6-h_x^6}{H^6} - \frac{1}{972} \frac{h^7-h_x^7}{H^7} + \frac{1}{972} \frac{h^8-h_x^8}{H^8}$$

nach Rühlmann, und näherungsweise:

$$L_x = \frac{H}{\alpha} \left[f\left(\frac{h}{H}\right) - f\left(\frac{h_x}{H}\right) \right]$$

wenn H die ungestaute Wassertiefe, h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über dem Einbau (Wehr etc.), α das Gefälle der Gerinnesohle und die Werthe für $f\left(\frac{h_x}{H}\right)$ und $f\left(\frac{h}{H}\right)$ für die Werthe $\frac{h}{H}$ und $\frac{h_x}{H}$ aus folgender Tabelle bestimmt sind:

$\frac{h}{H}$ od. $\frac{h_x}{H}$	$f\left(\frac{h \text{ od. } h_x}{H}\right)$	$\frac{h}{H}$ od. $\frac{h_x}{H}$	$f\left(\frac{h \text{ od. } h_x}{H}\right)$	$\frac{h}{H}$ od. $\frac{h_x}{H}$	$f\left(\frac{h \text{ od. } h_x}{H}\right)$
0·01	0·0067	0·40	1·5119	1·60	2·9401
0·02	0·2444	0·50	1·6611	1·70	3·0458
0·03	0·3863	0·60	1·7980	1·80	3·1508
0·04	0·4889	0·70	1·9266	1·90	3·2553
0·05	0·5701	0·80	2·0495	2·0	3·3594
0·06	0·6376	0·90	2·1683	2·5	3·8745
0·07	0·6958	1·00	2·2839	3·0	4·3843
0·08	0·7482	1·10	2·3971	3·5	5·4366
0·09	0·7933	1·20	2·5083		
0·10	0·8353	1·30	2·6179		
0·20	1·1361	1·40	2·7264		
0·30	1·3428	1·50	2·8337		

Für die ganze Stauweite L , also die Distanz des Endes der Stauung von dem Staumittel, fällt der zweite Ausdruck $f\left(\frac{h_x}{H}\right)$ durch Nullwerden des h_x weg und wird

$$L = \frac{H}{\alpha} \left[f\left(\frac{h}{H}\right) \right]$$

IV. Die Dimensionen der Durchflussprofile.

Greifen wir nun nach Aufführung der uns dienlichen Formeln über die Bewegung des Wassers und der darnach möglichen Berechnungen anderer fraglicher Rechnungsgrößen auf die im ersten Theile dieser Abhandlung bezugs des Charakters der Bette getroffene Eintheilung der Wasserläufe zurück, so können wir die meisten uns bezeugenden Aufgaben an der Hand dieser Formeln und der durch diesen ersten Theil empfohlenen Behelfe mit entsprechender Genauigkeit lösen.

Wir werden, um eine bessere Orientirung für die Wahl und den Gebrauch der Formeln zu ermöglichen, hier einige Beispiele, wie sie uns im Verlaufe unserer Praxis und wie wir sie für praktische Vergleiche geeignet anderwärts vorfanden, aufführen, und daran allgemein gehaltene Rathschläge anknüpfen.

Die einfachsten Fälle der oben angezogenen Gruppe von Wasserläufen sind die der ersten angehörigen

A. Wasserläufe in künstlichen Gerinnen mit bestimmter constanter oder wenig variabler Durchflussmenge.

Hierher gehören:

1. **Röhrenleitungen** für Nutzwasser, Drainagen, Tagwasserabführung und Berieselungen; wir durchschneiden dieselben durch unseren Bahn- und Strassenkörper im Damme oder Einschnitte entweder direct, unterbrechen somit solche Leitungen, oder wir sind bei unserer Anlage bemüsst, auf solche später auszuführende Röhrenleitungen Rücksicht zu nehmen, das heisst schon jetzt solche Leitungen für den späteren Anschluss zu legen, wenn wir dann nicht diese Arbeiten mit erhöhten Kosten durchführen wollen; in beiden Fällen bleibt das Resultat der Aufgabe dasselbe, nur wird der Vorgang bei Lösung jener ein anderer.

Im ersten Falle können wir die Dimensionen direct aus den bestehenden Anlagen entnehmen oder rechnen, wenn wir bei nöthigen Gefällsänderungen die Formeln für die Rohrweiten, abhängig vom Gefälle, respective von der Geschwindigkeit u. s. f. anwenden: solche Gefällsänderungen werden hauptsächlich durch Richtungsänderungen bedingt sein. Im zweiten Falle müssen wir

auf Grund gewisser Bedingungen und Voraussetzungen über den Zweck der fraglichen Anlage oder über die Rechtsansprüche des betreffenden Besitzers klar werden.

a) Die Bestimmung der Röhrencaliber für Wasserleitungen wie der Dimensionen der Hauptzuleitungscanäle, welche wir gleichzeitig hier beachten wollen, gipfelt in dem Verbrauchsquantum und in der Quellenergiebigkeit, bei Wasserentnahme aus Flüssen oder Bächen meist in dem ersten allein; bei den Zuleitungscanälen sind noch die Bedingungen über Schließbarkeit derselben, sowie über einen gewissen stetig freien Raum unter dem Schlusse des Gewölbes zu berücksichtigen.

Das Verbrauchsquantum von Wasser für häusliche, wirtschaftliche und industrielle Zwecke ist völlig von den localen Verhältnissen abhängig.

Der Wasserbedarf für städtische Wasserleitungen wird durchschnittlich für den Hausbedarf per Tag und Kopf zu 60 l, wovon 2 l Trinkwasser, angenommen, und erreicht dieser Bedarf im Sommer 125% des durchschnittlichen Consums, daher in weiterer Rücksicht darauf, dass dieser Verbrauch inner 16 Stunden eintritt, bei Bestimmung des Röhrencalibers der doppelte durchschnittliche Bedarf anzunehmen wäre*).

Für ein Pferd können pro Tag	50—70 l
„ „ Rind „ „ „	40—60 l
„ „ Jungvieh „ „ „	20—30 l
„ „ Schaf „ „ „	3—5 l
„ „ Schwein „ „ „	10—20 l

als Durchschnittsconsum gerechnet werden.

*) Für die städtische Wasserleitung Wiens wurde folgender Consum zugrunde gelegt: pro 1000 Einwohner in 24 Stunden an Trinkwasser und

für Hauswirtschaft	33·90 m ³
„ Industriezwecke	14·10 „
„ Strassenbespritzung	16·95 „
„ Gärten und Anlagen	1·69 „
„ Fontainen und Bäder	11·30 „
„ Canalspülung	1·13 „
„ Unvorhergesehenes	11·30 „

somit für 1000 Köpfe per Tag in Summe 90·50 m³

d. i. per Kopf und Tag Gesamtbedarf 90¹/₂ l.

Weiters können als Durchschnittsverbrauch

für Industriezwecke	per Tag und Kopf	15 — 25 l
„ Waterclosets	„ „ „ „	15 l
„ Strassenbespritzung	„ „ „ Are	10—100 l (1—2malig)
„ Gartenbespritzung	„ „ „ „	160 l
„ Feuerlöschvorrichtungen, wie Spritzen, Hydranten etc. pro Stück und Minute		400 l
„ das Reinigen von Wägen pro Tag und Stück		40 — 70 l (2—4rädig)
„ eine Hochdruckdampfmaschine pro Stunde und pro Pferdekraft . . .		35 l
„ eine Locomotive circa		5000 l

angenommen werden.

Bei der Anlage von Röhrenleitungen zum Zwecke der Wasserversorgung hat man stets mit einem System von sich verzweigenden Röhren der verschiedensten Caliber zu rechnen; als einfachster Fall für die Berechnung stellt sich jener dar, in welchem der Hauptrohrstrang von der Länge l_1 und dem Durchmesser d_1 , welcher eine Wassermenge Q_1 mit der Geschwindigkeit v_1 durchzuführen hat, sich in 2 Nebenstränge auflöst, von welchen der eine mit der Länge l_2 den Durchmesser d_2 und der Geschwindigkeit v_2 die Wassermenge Q_2 , der andere mit l_3 , d_3 und v_3 die Wassermenge Q_3 abzuführen vermag.

Ist H_1 , H_2 und H_3 der Verticalabstand des Hauptrohrstranges bezw. des Auslaufes des 1. und 2. Abzweigrohres vom Wasserspiegel des Speisereservoirs und h_1 der Druckhöhenverlust im Hauptrohrstrange, so ergeben sich folgende Relationen:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= Q_2 + Q_3 \\
 h_1 &= \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} & Q_1 &= \frac{d_1^2 \pi}{4} v_1 \\
 H_2 - h_1 &= \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \frac{v_2^2}{2g} & Q_2 &= \frac{d_2^2 \pi}{4} v_2 \\
 H_3 - h_1 &= \lambda_3 \frac{l_3}{d_3} \frac{v_3^2}{2g} & Q_3 &= \frac{d_3^2 \pi}{4} v_3
 \end{aligned}$$

Meistens sind die Werthe Q_1 , Q_2 , Q_3 , l_1 , l_2 , l_3 und ausserdem v_1 oder h_1 gegeben, und bleiben dann d_1 , d_2 , d_3 , v_2 , v_3 und h_1 eventuell v_1 zu suchen, wofür 6 Gleichungen mit 6 Unbekannten aufzulösen sind.

Ist v_1 , h_1 oder eventuell d_1 nicht gegeben, so müsste einer dieser Werthe angenommen werden.

In den meisten Fällen der Praxis und hauptsächlich bei Anlage der Leitungen nach dem Circulations-Systeme, haben viele Zweigleitungen die Aufgabe zu erfüllen, bei Störungen in den anderen Zweigleitungen für diese auch aufzukommen, das heisst, auch diese Rayons, welche von den anderen Zweigleitungen zu versorgen wären, Wasser zuzuführen, weshalb dieselben dementsprechend dimensionirt werden müssen.

Als Beispiel einer solchen Berechnung diene die vom Oberinspector Arthur Oelwein projectirte und ausgeführte Trink- und Nutzwasserleitung der Stadt Iglau in Mähren.

Der mit Rücksicht auf eine 50% Vermehrung der Stadtbevölkerung ermittelte Wasserbedarf beträgt 1800 m³ per 24 Stunden. Für die Ermittlung der Rohrweiten wurde angenommen, dass zur Zeit des grössten Wasserconsums per Stunde 10% des gesammten Tagesconsums verbraucht werden; es ergibt sich daher der Wasserverbrauch per Stunde mit 180 m³ oder per Secunde $Q = 0.05$ m³. Die Länge der Hauptleitung vom Reservoir bis zur Stadt, und zwar bis zum höchstgelegenen Punkte derselben, wo die ersten Abzweigungen stattfinden, beträgt 3000 m, das Gefälle vom möglichen tiefsten Wasserspiegel des Reinwasserreservoirs bis zum Strassenniveau an den obbezeichneten höchsten Punkt der Stadt 22.7 m.

Mit Rücksicht darauf, dass an diesem Punkte der Leitung ein Ueberdruck von mindestens **15 m** erwünscht war, wurde der Durchmesser des Hauptrohres mit 300 mm angenommen; hieraus ergibt sich eine Geschwindigkeit

$$v_1 = \frac{Q}{F} = \frac{0.05}{\frac{1}{4} (0.3)^2 \pi} = 0.7074 \text{ Meter per Secunde.}$$

Der Verlust an Druckhöhe beträgt $h_1 = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$, nach Weisbach ist $\lambda = 0.01439 + \frac{0.0094711}{\sqrt{v}}$ = 0.0257 (Seite 84),

somit $h_1 = 6.55$ Meter, und die verfügbar bleibende Druckhöhe demnach $22.70 - 6.55 = 16.15$ Meter, wonach ein Ueberschuss

an Druckhöhe von über 1 m vorhanden ist, welcher mit Rücksicht auf etwa später eintretende Rohrverengungen jedenfalls als erwünscht erachtet werden muss.

Wäre der Hauptrohrdurchmesser mit 270 mm angenommen worden, so hätte die Geschwindigkeit $v_1 = 0.8733$ und der Druckhöhenverlust $h_1 = 10.59$ Meter betragen, so dass ein verfügbarer Ueberdruck von nur 12.1 m resultirt hätte.

Von dem bezeichneten höchsten Punkte führt der Hauptrohrstrang weiter bis in die Mitte der Stadt, und sind in dieser Strecke mehrere Abzweigungen angebracht, um das Wasser den einzelnen Consumstellen zuzuführen.

Eine der ersten Abzweigungen hat die Aufgabe, im Falle einer Störung in der andern Hauptabzweigung circa 30% des Gesamtwasserbedarfs der Stadt an die Nebenleitungen abzugeben.

Diese Leitung ist 400 m lang und hat von ihrer Abzweigung an dem obbezeichneten höchsten Punkte der Stadt ein Gefälle von 2 m. Die Berechnung für dieselbe stellt sich folgendermassen :

Gesamtminimal-Druckhöhe vom Reservoir bis Strassenoberkante $22.7 + 2.0 = 24.7$ Meter (22.7, nach oben gesetzt); Druckhöhenverlust an der Abzweigungsstelle = 6.55 Meter (nach oben). Für die Bestimmung des Druckhöhenverlustes in diesem Abzweigungs-Rohrstrange wurde angenommen, dass die Geschwindigkeit in demselben 1 m betragen wird; da nun der Druckhöhenverlust gleich ist der doppelten der Geschwindigkeit

entsprechenden Höhe, also $h_1 = \frac{v^2}{g}$, so ist $h_1 = \frac{1.0}{9.81} =$

0.1 Meter rund.

In der zweiten Abzweigung beträgt die erforderliche, disponible Druckhöhe 15 m, demnach ist hierfür nach dem Wasserquantum $Q = 0.3 \times 0.05$ Kubikmeter = 0.015 Kubikmeter die zur Verfügung bleibende

Druckhöhe $h = 22.7 + 2.0 - 6.555 - 0.1 - 15.0 = 3.05$ Meter oder für die weitere Berechnung $h = 3$ Meter, rund.

Für den Durchmesser des Rohres ist

$$1. \text{ nach Weisbach: } d = 0.95884 \sqrt[5]{(1.505 d + \lambda l) \frac{Q^2}{gh}}$$

vorerst $d = 0.15$ Meter angenommen, ergibt sich, da

$$v = \frac{Q}{\frac{d^2 \pi}{4}} \text{ und } Q = 0.015 \text{ Meter ist,}$$

$v = 0.849$ Meter, und hierfür aus Tabelle auf Seite 83

$\lambda = 0.0247$ wird

$d = 144$ Millimeter.

2. nach Dupuit (Zeuner) wäre

$$d = 0.3018 \sqrt[5]{\frac{l}{h} Q^2} = 150 \text{ Millimeter,}$$

und wurde $d = 150$ Millimeter festgehalten. Es ist $v = 0.849$ Meter und der Druckhöhenverlust nach Weis-

$$\text{bach } h_1 = \frac{\lambda l}{d} \frac{v^2}{2g} = 2.42 \text{ Meter.}$$

Demnach ist die in dieser Leitung verfügbare Druckhöhe um circa 0.6 Meter grösser, als die verlangte, also im Ganzen **15.6 Meter**.

b) Bei Röhrendurchlässen für Tagewasserableitung und Berieselung (ebenso für sehr klein dimensionirte Abzugscanäle von anderem als kreisförmigem Querschnitte), bei welchem wir nur ein bestimmtes Maximalabflussquantum aus der nächsten Umgebung durch Niederschlag oder aus einem Zuflussgraben rechnen dürfen, werden wir zumeist den Querschnitt aus dieser gemessenen oder erhobenen Abflussmenge und dem Gefälle unseres Objectes nicht als vollbenutzt voraussetzen dürfen, und dies nur bei syphonartigen oder solchen Anlagen, bei welchen eine kleinere oder grössere Stauung am Einlaufe ohne Nachtheil veranlasst werden kann, wie bei Anlage von Schlammkästen, annehmen. Unter dieser Voraussetzung haben wir die Rohrcaliber nach den Formeln für Rohrleitungen, im ersten Falle wie für offene Gerinne zu rechnen.

c) Für Drainirungen, sei es durch Röhren oder gedeckte Gräben, nimmt man circa 60 mm Niederschlagshöhe, auf das ganze drainirte Gebiet auffallend, als in 14 Tagen zum Abfluss gelangend, in Rechnung.

Bei offenen Entwässerungsgräben ist das gleiche Quantum in 8 Tagen abzuführen. Ist grössere Genauigkeit verlangt, so ist das Niederschlagsverhältniss der betreffenden Gegend zu Rathe zu ziehen, und es werden dann durch Drainage mittelst Röhren von der Niederschlagsmenge

in Kiesboden, durch Humus gedeckt	circa 40—50%
in Lehm Boden	„ 30—40%
in Thonboden	„ 25—30%

oder per Hektar und Secunde im Mittel circa 0.75 l, abgeführt werden können. Die weitere Wirksamkeit der Drains richtet sich nach den durch culturelle Zwecke bedingten Distanzen von 7—20 m und deren Tiefenlage von 0.5—1.7 m, ferner darnach, je nachdem sie noch Grund- oder Lehenwasser abzuleiten haben.

Saugdrains erhalten 40—125 mm Weite und ein Minimalgefälle von 1.7 pro Mille bis respective 0.5 pro Mille; die Weite der Kopfd rains richtet sich nach der Menge des unterirdisch zufließenden Lehenwassers, welche durch Probegruben erhoben wird; Sammeld rains werden nach der Anzahl und Grösse der einmündenden Saugdrains dimensionirt, jedoch selten über 200 mm weit gehalten.

Für die Bestimmung der Entwässerungsgerinne für Sümpfe und grosse Ländereien, der Drainageröhren- oder Drainirungsgraben-Dimensionen sind uns, wie bemerkt, die abzuführenden Niederschlagsmengen in erster Linie massgebend; niemals werden wir aber die grössten Niederschläge hierbei in Rechnung ziehen, da dieselben nicht gleichzeitig zum Abflusse gelangen, ein grosser Theil bei gewöhnlichen Drainirungen, oberflächlich abfließend, die Drainröhren gar nicht passirt, und bei ausgedehnten grossen Entwässerungsanlagen die grössten Niederschläge selten das ganze Gebiet gleichzeitig treffen*).

*) Für die Entwässerung der pontinischen Sümpfe hat Prony als abzuführende Niederschlagsmenge nur 60 mm unter der Voraussetzung

Die pro Secunde durch verschiedene Röhrencaliber abfließende Wassermenge für verschiedene Gefälle ist nach folgender Tabelle in Kubikmetern:

Gefälle pro Mille	40 mm	50 mm	80 mm	100 mm	130 mm	150 mm	180 mm
1·00	0·00019	0·00033	0·00105	0·00195	0·00358	0·0046	0·0068
1·25	0·00021	0·00038	0·00115	0·00212	0·00410	0·0052	0·0076
1·66	0·00025	0·00043	0·00135	0·00250	0·00475	0·0058	0·0086
2·50	0·00029	0·00053	0·00155	0·00298	0·00571	0·0080	0·0118
5·00	0·00039	0·00076	0·00236	0·00422	0·00791	0·0114	0·0168
10·00	0·00059	0·00105	0·00321	0·00578	0·01070	0·0160	0·0237
12·50	0·00065	0·00117	0·00356	0·00629	0·01170	0·0193	0·0281
16·66	0·00073	0·00133	0·00401	0·00716	0·01310	0·0225	0·0330
25·00	0·00089	0·00158	0·00477	0·00837	0·01530	0·0254	0·0370
50·00	0·00120	0·00208	0·00612	0·01040	0·01840	0·0362	0·0530

Die Wasserleitungen, Drainagen u. s. w. sind so vorwiegend wasserbauliche Anlagen, dass wir uns hier nur auf die nöthigsten Daten beschränken konnten, um in speciellen Fällen auch diese zur Hand zu haben; meist werden wir bei Durchschneidung solcher Leitungen die Röhrenstränge intact oder mit geringen Umlegungen wenig alterirt lassend, dieselben durch eigens hierfür zu erbauende Durchlässe oder über Tragbühnen oder Aquaducte führen, und nur bei grösseren Umlegungen oder in den weiter oben berührten Fällen eine eingehendere Rechnung durchzuführen haben. Wo Drainirungen mittelst Dämmen zu überdecken kommen, muss für eine mögliche spätere Auswechslung Sorge getragen werden, bei Durchschneiden derselben mittelst Einschnitten das Abfließen der oberen Saug- und Sammeldrains in die Böschungen, besonders bei Rutschterrain, durch Einlegen von neuen Ableitungs- und Sammeldrains, oder durch die Anlage von Böschungsmulden etc. hintangehalten werden.

angenommen, dass mindestens $\frac{1}{3}$ dieser in den Boden versickert und der Abfluss der grössten Niederschläge (am 6. April 1797 zu Rom 126 mm) $2\frac{1}{2}$ Tage währt. Für die Entsumpfungen bei Arles nahm er die Niederschlagshöhe mit 90 mm an, trotzdem am 15. September 1772 zu Marseille 325 mm fielen, da er für den Abfluss der halben Niederschlagsmenge 8 Tage voraussetzte.

Die weiters in die Gruppe der Wasserläufe mit künstlichem Gerinne und bestimmter constanter oder wenig variabler Durchflussmenge zählenden Gerinne sind:

2. **Canäle** und zwar Bewässerungsgräben, Zu- oder Ableitungscanäle für und aus Reservoirs, Teichen und Bassins, dann Fabrikscanäle, Mühlgerinne und Schiffahrtscanäle. Den schwierigsten Verhältnissen stehen wir unter all' diesen Fällen unstreitig bei Durchschneidung einer grösseren **Bewässerungsanlage** durch eine Strasse oder Eisenbahn u. dgl. gegenüber; da wir durch diese den Werth der ganzen Anlage in Frage stellen können, wenn wir nicht auf irgend eine Weise für ein rationelles Functioniren der Bewässerung durch unseren Bahn- oder Strassenkörper Sorge tragen, oder die ganze Anlage mit der Theilung des Grundstückes auch in zwei selbstständig wirkende Bewässerungssysteme trennen können.

Wir haben bereits im ersten Theile, im Abschnitte über die Wasserrechtsverhältnisse, darauf hingewiesen, wie wichtig hier die Erwägung und das Studium aller Varianten der Durchführung wird, da oft bei einer geschickten Lösung ein gut angelegter Durchlass mit dem zugehörigen Grabensysteme besser und rationeller wirkt, als drei bis vier mittelst Durchlässen durchgeführte Gräben, jedenfalls auch weniger kostspielig wird.

Ist der durchzuführende Graben ein Hauptzuleitungsgraben, so ist er für das ganze Berieselungsquantum zu berechnen; er erhält ein Gefälle von 0.3 pro Mille im Minimum, das Durchleitungsobject unter allen Umständen dasselbe Gefälle; die Zuleitungs-, Vertheilungs- und Entwässerungsgräben haben am Beginne mindestens 0.1 m² Querschnitt bis 0.3 m² am Ende, die Durchleitungsgräben mit gleichem Gefälle jedenfalls grösseres liches Profil, schon der zeitweisen Reinigung von Schlamm, Sand u. s. f. wegen; ihr Gefälle ist im Minimum 0.5 pro Mille.

Der Wasserbedarf pro Are und Secunde bei einmaliger Wasserverwendung schwankt zwischen 0.06 und 0.12 cm³ bei 8—4 m breiten Hängen, und zwar bei nicht sehr durchlässigem Erdreiche.

Ueber die **Zu- oder Ableitungscanäle** für Teiche etc., über die **Fabrikscanäle** und **Mühlgerinne** lässt sich wenig mehr

sprechen, da sich dieselben in ihren Dimensionen ganz allein aus den jeweiligen zwei Bedingungen: ein gewisses Wassergewicht muss in einer gewissen Zeit zum Abflusse gebracht werden, bestimmen; bei Fabriks- und Mülgerinnen tritt unmittelbar oder kurz vor jener Stelle, wo das Wasser in Arbeit treten soll, meist das Gefälle des Gerinnes zur Gewinnung der nöthigen Arbeitskraft als weitere Bedingung in den Vordergrund. Das günstigste Profil für derartige Gerinne ist aus folgenden Formeln zu rechnen:

$$f = b t - \cotg \alpha \cdot t^2$$

$$t = \sqrt{\frac{f \cdot \sin \alpha}{2 - \cos \alpha}}$$

$$b = \frac{f}{t} + t \cdot \cotg \alpha$$

$$b_1 = \frac{f}{t} - t \cdot \cotg \alpha$$

Darnach ergeben sich die Querprofildimensionen für die Flächeneinheit $f = 1$ aus folgender Tabelle:

α Böschungswinkel	Böschungsverhältnis 1 : $\cotg \alpha$	t Wassertiefe	b Wasserspiegelbreite	b_1 Sohlenbreite	u benetzter Umfang	Bemerkungen für die empfehlenswerthe Böschungsanlage
90°	1:0'000	0.707	1.414	1.414	2.828	Holz, Mauerwerk
71° 36'	1: 1/3	0.750	1.583	1.083	2.663	Trockenmauerwerk und gepflasterte Böschungen
63° 25'	1: 1/2	0.758	1.698	0.940	2.636	
60°	1:0'577	0.760	1.755	0.877	2.632	natürliche Böschungen in festem Boden, wenig angreifbar
56° 20'	1: 2/3	0.758	1.826	0.814	2.638	
45°	1: 1	0.740	2.092	0.613	2.704	
38° 40'	1: 1 1/4	0.716	2.292	0.502	2.794	in weniger festem Boden und bei grösseren Tiefen
36° 52'	1: 1 1/3	0.707	2.357	0.471	2.828	
35°	1:1'402	0.697	2.430	0.439	2.870	
33° 41'	1: 1 1/2	0.688	2.486	0.422	2.902	in lockerem Boden
30°	1: 1.732	0.664	2.656	0.356	3.012	
26° 34'	1: 2	0.636	2.844	0.300	3.144	Cement, Ziegelmauer etc.
Halbkreis	—	0.798	1.596	—	2.507	

Für beliebig grosse Querschnitte F sind die obenstehenden Werthe von b , b_1 , u und t mit \sqrt{F} zu multipliciren.

Im ersten Theile haben wir Tabellen gegeben, in welchen für verschiedene Gerinne das Maximum der Geschwindigkeiten

ausgewiesen ist, welches nicht überschritten werden darf, wenn nicht die Sohle oder Böschung angegriffen werden soll; wir haben aber auch, besonders in den nächst vorstehenden Fällen, die Minimalgeschwindigkeit, welche die Ablagerung von Schlamm oder Sand verhüten soll, zu berücksichtigen, und finden dieselbe an der Sohle mit 0.25 m gegen Schlammablagerung und mit 0.50 m gegen Sandabsetzung.

Um das Profil eines Gerinnes überhaupt zu bestimmen, müssen wir vor Allem nächst den Rücksichten auf die Geschiefeführung den Umstand beachten, dass die Geschwindigkeit zunächst dem Gefälle vom Rauheitsgrad des benetzten Umfanges abhängig ist, somit dieser unter sonst gleichen Verhältnissen ein Minimum werden muss; wir erhalten,

wenn f die Querprofilfläche,

t die Wassertiefe,

b die Wasserspiegelbreite,

b_1 die Sohlenbreite und

α der Böschungswinkel der Wände, abhängig von dem Materiale bezw. Beschaffenheit der Wände,

u der benetzte Umfang,

J das Gefälle,

Q die in der Zeiteinheit durchfließende Wassermenge,

c den Geschwindigkeits-Coëfficienten bezeichnet.

$$J = \frac{u Q^2}{c^2 f^2}$$

$$b = \sqrt[5]{\frac{b^3 Q^2}{c^2 t^3 J} \left(\frac{1 + 2 \frac{t}{b} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{(1 - \frac{t}{b} \operatorname{cotg} \alpha)^3} \right)}$$

und für das rationellste Profil des Gerinnes, das ist jenes, welches der Bewegung des Wassers den geringsten Widerstand bietet, ist

$$u = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{c^2 J} \left(\frac{\left(1 + 2 \frac{t}{b} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}\right)^2}{\frac{t}{b} \left(1 - \frac{t}{b} \operatorname{cotg} \alpha\right)} \right)^3}$$

wobei u ein Minimum wird, wenn $\frac{t}{b} = \frac{1}{2} \sin \alpha$ ist.

Bezugs der **Schiffahrtscanäle**, die uns noch aus dieser Gruppe von Wasserläufen mit constanter Wassermenge zur Behandlung bleiben, müssen wir, da dieselben rein wasserbauliche Anlagen sind, und durch Strassen- und Eisenbahnanlagen nicht so weit alterirt werden dürfen, dass eine Umlegung derselben nöthig würde, auf andere einschlägige Schriften verweisen. Uebersetzen wir solche mittelst Brücken, so ist unsere Brückenweite von den für den Canal giltigen Grundsätzen über die Passirbarkeit durch Schiffe abhängig, und ist bei einem allfälligen Einbaue von Widerlagern an solchen Stellen, wo der Canal eine durch die Böschungsanlage bedingte Ueberbreite besitzt, die durch einen solchen Einbau hervorgerufene Profilveränderung und die damit im Zusammenhange stehende Stauung des Wasserspiegels bezugs der Zulässigkeitsgrenzen wohl zu berücksichtigen. Dieselben Bedingungen sind bei Unterfahrungen des Canals und der dadurch nöthigen Fassung desselben in ein Minimal-Gerinne zu erwägen, und bleiben in beiden Fällen die Dimensionen des neuen Gerinnes, respective der alterirten Canalstelle ganz von den localen Verhältnissen abhängig. Die vorausgeschickten Formeln über die Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen treten hierbei in volle Giltigkeit; als weitere allgemeine Behelfe können wir einige dem Canalbau entlehnte Daten hier zusammenstellen, vor Allem die Verhältnisse zwischen Canalschiff- und Canal-Dimensionen, indem wir nach dem Tiefgange der Schiffe zu 1.75 m, 1.5 m und 1.1 m dieselben in drei Kategorien theilen; wir erhalten dann annähernd giltige Dimensionen im Folgenden:

Schiffe von Meter			Canalprofil in Metern		Brückenweite in Metern für	
Tiefgang	Breite	Länge	Sohllentiefe	Sohlenbreite	2 Schiffe	1 Schiff
1.75	7.0	52.5	2.5	16	16	10
1.50	6.0	45.0	2.0	14	14	9
1.10	4.4	33.0	1.5	10	10	6.5

wobei zwischen den Schiffsdimensionen das Verhältniss 1 : 4 : 30 angenommen wurde; für die Sohlenbreite genügt die doppelte grösste Schiffsbreite mit einem Plus von 0.5—1.0 m, oben wurde dieses Plus mit 1.2—2.0 m genommen. Die letzten beiden

Rubriken geben die Durchschnittsbreite für Brücken und Canalhaltungen mit senkrechten Wänden; kommen Treppelwege oder Leinpfade vor, so ist die Brückenweite noch mit Rücksicht auf diese zu erweitern, und zwar benöthigen dieselben

für Menschen	1.25 m
„ 1 Pferd	2.00 „
„ 2 Pferde	3.00 „ Breite.

Die Höhe der Brückenunterkante über dem Normalwasserspiegel, also die freie Durchfahrtshöhe, soll nicht unter 4.5 m betragen, damit bei in kurzen Canalhaltungen eintretenden Hebungen des Wasserspiegels die freie Höhe nicht zu gering wird.

Für die möglichst leichte Bewegung der Canalschiffe wird per grösstes eingetauchtes Schiffsprofil circa das fünf- bis sechsfache Wasserprofil erfordert.

Bezeichnet F den eingetauchten Schiffsquerschnitt, V die absolute Geschwindigkeit des Schiffes und v die Geschwindigkeit des Wassers, so ist der Schiffswiderstand

$$P = KF \frac{(V^2 + v)^2}{19.6}$$

wobei K , von der Schiffsform abhängig, zwischen 0.3 und 0.5 variirt.

Der Wasserbedarf für Schiffahrtscanäle ist von der Verdunstung, von der Versickerung und von dem Verbrauche bei der Durchschleussung abhängig. Ueber die Verdunstung haben wir schon im ersten Theile ausführlich gesprochen, und wäre hier nur noch zu erwähnen, dass man im Sommer circa 0.10 m per Monat diesfalls in Rechnung nimmt. Die Versickerung hängt von der Bodenbeschaffenheit und dem für aufgedämmte Canalhaltungen verwendeten Auffüllungsmateriale, wie von dem Grade der Dichtung ab; sie schwankt zwischen 0—50%, je nachdem der Canal im Grundwasser oder im klüftigen Boden liegt. Für die Durchschleussung wird für je zwei Schiffe, die sich begegnen, ein Verbrauch von circa $\frac{3}{4}$ der Schleussenfüllung für je eine Durchschleussung, auf der Scheitelstrecke je $1\frac{1}{2}$ Füllungen für ein Schiff angenommen.

Die Zeit t , inner welcher eine Schleusse mit der Kammerfläche F durch den Schützen mit dem Querschnitte f und mit der Druckhöhe H vor dem Oeffnen des Schützen gefüllt oder entleert wird, bestimmt sich aus:

$$t = \frac{2 F H}{\mu f \sqrt{2 g H}}$$

wobei μ der Ausfluss-Coëfficient ist.

Soll der Canal noch für Bewässerungen oder Werk- und Mühlengerinne Wasser abgeben, so ist naturgemäss auch für dieses erforderliche Quantum die Rechnung zu machen, und seine Bedarfsmenge um dieses zu erhöhen, daher auch seine Zubringer mit Berücksichtigung dieser Factoren zu normiren.

Wenn wir nach der Aehnlichkeit des Berechnungsvorganges, respective nach der Analogie der anzuwendenden Formeln und Coëfficienten weitere Wasserläufe in eine Gruppe zusammenziehen, wie wir dies bei Bildung der vorhergehenden Gruppe gethan, so erhalten wir zunächst

B. Wasserläufe in künstlichen oder natürlichen Gerinnen mit variablen Durchfluss- oder Abflussmengen,

also Entwässerungscanäle, Abzugs-, Bahn-, Strassen- und Schutzgräben, Bäche, Flüsse und Ströme, welche alle mehr oder weniger bezugs der abzuführenden Masse von den Niederschlagsverhältnissen abhängen, also auch die Gerinne wie die Durchlässe für dieselben nach jenen dimensionirt werden müssen.

a) Für **Entwässerungscanäle** wird das Abflussquantum aus den Niederschlägen, je nachdem selbe auf Dächer, feste oder gepflasterte Wege, Strassen und Höfe, oder auf Gärten u. dgl. auffallen, mit 66% bzw. 30% des Niederschlages in Rechnung gezogen, wobei für grösste Niederschläge anzunehmen ist, dass die Hälfte bzw. $\frac{1}{3}$ derselben in der Zeit des Niederfallens abzuführen ist.

Die häuslichen Abfallstoffe einschliesslich des abzuführenden Gebrauchswassers betragen, je nach dem Vorhandensein einer Wasserleitung, 5—12 l per Kopf und Stunde.

Für die Wahl des Gefälles ist massgebend, dass die Geschwindigkeit der kleinsten Abflussmengen noch genügend bleiben muss, damit diese alle Sinkstoffe fortbewegen können; — eine solche von 0.70—0.80 m per Secunde wird meistens genügen. Grössere Geschwindigkeiten verringern die Abflussmenge, so dass dieselbe an Abfuhrvermögen verliert.

Als Minimalgefälle sollen für

Hauscanäle 12.0‰, bei Spülung bis zu 5‰,

schlifbare Canäle 5.0‰, im Maximum 20‰,

begehbare Canäle 2.0‰, im Maximum 10‰

Nebencanäle 3—5‰,

festgehalten werden.

Bezüglich der Wahl des Canalprofiles ist auf die oben erwähnte Bedingung des Abfuhrvermögens bei kleinsten Abflussquantums Rücksicht zu nehmen, demzufolge das eiförmige Profil als das entsprechendste und heute allgemein für Canalisirungen für Sammel- und grössere Strassencanäle gewählte Profil genannt werden muss.

Dasselbe erhält 0.50—0.75 m lichte Weite bei 0.75—1.30 m lichter Höhe, um schlifbar, und 1.0 m Lichtweite bei 1.8 m Lichthöhe, um begangen werden zu können; für Haus- und kleinere Strassencanäle genügen Röhre von 0.15—0.25—0.45 bis 0.60 m lichte Weite, deren letztere beiden Caliber schlifbar sind.

Zur Bestimmung der Rohrweiten dient bei Vernachlässigung des Eintrittswiderstandes die Formel Weisbach's

$$h = \xi \frac{l v^2}{d 2 g} \text{ und da } v = \frac{4 Q}{d^2 \pi} \text{ ist,}$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{\xi l}{2 g h} \left(\frac{4 Q}{\pi} \right)^2}$$

und hieraus annäherungsweise, wenn für $v > 0.6$ bei Berücksichtigung der unvermeidlichen Ablagerungen, das von v abhängige ξ berechnet wird,

$$d = 0.3018 \sqrt[5]{\frac{1}{4} Q^2}$$

Für das eiförmige Profil vom Verhältnisse 2:3 der Weite zur Höhe, wobei r der Halbmesser der Canalkappe, $3r$ jener der Seitenwände, $\frac{r}{2}$ derjenige der Sohle ist, gibt Wiebe für Vollfliessen des Canales

$$\log q = 4.033516 + \frac{5 \log r - \log l}{2} \text{ und}$$

für Füllung bis zum Kämpfer

$$\log q_1 = 3.870501 + \frac{5 \log r - \log l}{2}$$

als minutliche Abflussmenge.

Einfacher und entsprechender ist der von A. Frühling aus Weisbach's Formel abgeleitete Werth für Vollfüllung

$$r = 0.128 \sqrt[5]{\frac{Q}{J}},$$

wobei Q die secundliche Abflussmenge, J das Gefälle, $f = 4.594 r^2$ die Fläche und der Umfang $u = 7.93 r$ ist.

Für theilweise Füllung ist $J = \frac{v^2 u_1 \xi}{f_1 2 g}$

und $J = \frac{v^2}{c^2} \frac{u_1}{f_1}$, wobei $u_2 = 4.788 r$, nämlich der benetzte Umfang der bis zum Kämpfer gerechneten Fläche $f_2 = 3.023 r^2$ und u_1 wie f_1 durch Subtraction des entsprechenden Abschnittes gefunden werden können.

Beträgt beispielsweise die secundliche Abflussmenge

$$Q = 0.81667 \text{ Kubikmeter}$$

und ist das Gefälle des Canales mit $J = 0.0014$ bestimmt, so wird für volle Füllung ein Canalprofil von $r = 0.44$ m oder 0.88 m Weite und 1.32 m Höhe gefunden; für Füllung bis zum Kämpfer berechnet sich dasselbe mit 1.02 m Weite und 1.53 m Höhe.

Die hydraulischen Tiefen ergeben sich aus

$$R = \frac{f}{u} = 0.579 r \text{ und } R_2 = \frac{f_2}{u_2} = 0.681 r_2,$$

$$\text{endlich } v = \frac{q}{f} = \frac{0.178}{r^2} \text{ und } v_2 = \frac{q_2}{f_2} = \frac{0.270}{r_2^2}$$

$$\text{oder } v = 0.92 \text{ m und } v_2 = 1.04 \text{ m}$$

für ganze Füllung bei $r = 0.44$ m bezw. Füllung bis Kämpfer mit $r_2 = 0.51$ m.

Diese Rechnung nach den oben angeführten Formeln von Wiebe durchgeführt, gibt

$$r = 0.43 \text{ m bezw. } r_2 = 0.50 \text{ m und}$$

$$v = 0.96 \text{ m „ } v_2 = 1.08 \text{ m,}$$

also nahezu übereinstimmende Resultate.

Nachdem sich die volle Inanspruchnahme des Canalprofils nicht empfiehlt, anderseits die zugrunde gelegte Abflussmenge eine grösste, also nicht andauernde ist, so ist vortheilhaft ein zwischen den beiden gerechneten liegendes Profil zu wählen, welches noch begehbar ist, das ist ein solches von 0.90 m lichter Weite und 1.35 m lichter Höhe, für welches jetzt unter der Annahme, dass dasselbe im Maximum bis zur sogenannten Bruchfuge des oberen Gewölbes, d. i. 30° ober dem Kämpfer gefüllt wird, die Rechnung bezüglich des Abfuhrvermögens neuerdings durchzuführen ist.

Aus dem vollen Profil $f = 4.594 r^2$ ergibt sich nach Abzug der Kappe die nasse Fläche $f_1 = 0.81$ und der benetzte Umfang $u_1 = 2.60$, somit aus $v = c \sqrt{R J}$, da hierfür $c = 49$ ist, die secundliche Geschwindigkeit $v = 1.02$ m, woraus

$$Q = v f_1 = 0.82 \text{ Kubikmeter}$$

als Abfuhrvermögen per Secunde, unter obiger Annahme bezüglich der Füllung, welches Quantum dem vorausgesetzten Zufluss per 0.817 m³ vollständig entspricht.

b) Für Abzugsgräben, welche selten das gesammelte Niederschlagswasser gleichzeitig mit dessen Zulaufen abführen sollen, werden daher auch Gerinne und Durchlässe von kleineren Dimensionen, als jene wären, welche dem gesammten Abflussquantum entsprechen würden, genügen, so lange selbstverständlich solche Ansammlungen des Wassers oder Stauungen nicht von Nachtheil für andere Verhältnisse sind.

c) **Bahn- oder Strassengräben** sollen den augenblicklichen Ablauf des in sie gelangenden Niederschlages, der nach Verdunstung und Versickerung noch resultirt, und zwar inner ihren Profilen ermöglichen; es wird daher, wo nicht ausdrücklich gleichzeitig Entlastungs- oder Schutzgräben vorgesehen sind, überhaupt nicht von Normal-Bahn- oder Strassengräben die Rede sein können, wenn sich das Einzugsgebiet dieser letzteren über den eigentlichen Bahnkörper und die nächsten Einschnittböschungen ausdehnt, oder diese Böschungen, wie bei tiefen Einschnitten, übergrosse Flächen geben; wir können dann wohl einen Minimalgraben als Normale zugrunde legen, und einen Maximalgraben, bei dessen Erreichung ein Entlastungs- oder Schutzgraben angeordnet werden muss, fixiren; niemals werden wir jedoch einen solchen Normalgraben als unter allen Umständen in Einschnitten durchzuführen annehmen: denken wir uns einen Strasseneinschnitt mit ziemlich flachen Böschungen und nicht beträchtlicher Tiefe, und die Seitengräben so dimensionirt, dass dieselben dem Abflusse der Niederschläge gerade noch genügen, so können wir gleich dimensionirte Gräben in einem zweiten Einschnitte, der sonst die gleiche Anlage zeigt, jedoch bedeutend tiefer ist, also z. B. die doppelte Böschungsfäche aufweist, nicht mehr als ausreichend betrachten, da diese Gräben mindest, mit Rücksicht auf die vergrösserte Sammelfläche, das doppelte Abflussquantum aufzunehmen haben. Ebenso unzureichend sind diese Gräben in dem einen Falle, in welchem unter sonst ganz gleichen Umständen nur das Gefälle ein geringeres ist, oder, wenn der Graben in einem Falle rein und glatt gepflastert, im anderen rauh belassen oder bewachsen ist. Reicht eine Gefällsvermehrung im Graben gegen das Strassen- oder Bahnniveau zur Erreichung des richtigen Abflusses hin, so ist dadurch gleichzeitig die successive Vergrösserung des Grabenprofils bedingt; soll letzteres vermieden werden, oder ist das Sammelgebiet der Bahnanlage selbst ein zu grosses, um dem Seitengraben die Aufgabe, das ganze Einzugsquantum abzuführen, aufbürden zu können, so muss zur Anlage von

d) **Entlastungs- und Schutzgräben** geschritten werden, die nun unter Berücksichtigung der im ersten Theile gegebenen

Anhaltspunkte über Sammelgebiet und Niederschläge gerade so wie die Bahn- oder Strassen-Seitengräben nach den Formeln und Coëfficienten Bazin's, Kutter's u. s. w. gerechnet werden müssen. Die Abführung der Wassermengen aus solchen Gräben durch Canäle und Gräben geschieht unter den gleichen Erwägungen.

Als Beispiel wollen wir die Abfuhrfähigkeit eines Bahngrabens von 0.3 m Tiefe, 0.3 m Sohlenbreite mit 1½fachen Seitenböschungen rechnen, wenn sein Gefälle $\frac{1}{100}$ beträgt; wir finden dann nach $v = c \sqrt{R J}$, wenn nach Kutter für

$$J = 0.01, R = \frac{f}{u} = \frac{0.255}{1.38} = 0.165$$

$c = 24.9$ für Kategorie X, nach der Grabenbeschaffenheit, erhalten wird, $v = 1.00$ m und $Q = f v = 0.255$ m³ per Secunde gefasste Abflussmenge eines Grabens und für die beiden Bahngräben $Q = 0.51$ m³ per Secunde oder per Stunde 1836 m³, welches Quantum, wenn wir einen einstündigen Niederschlag mit 42 mm Höhe und nur $\frac{1}{3}$ Gesamt-Verdunstung und Versickerung wegen der dem schnellen Abflusse günstigen steilen Böschungslagen annehmen, einer Niederschlagsfläche von rund 66.000 m² entspricht; wie gross müsste der Coëfficient c für einen zweiten gleich grossen Einschnitt mit gleich dimensionirten Gräben werden, wenn deren Gefälle

J nur $\frac{1}{500} = 0.002$ beträgt; es ist dann $v = \frac{Q}{f} = 1.00$ Meter

$$c = \frac{v}{\sqrt{R J}} = 53.8$$

wir müssten somit nach Kutter's Tabelle einen Graben nach Kategorie IV, also sehr rein und sorgfältig gepflastert wählen, wenn wir ein Ueberfliessen unter den gegebenen Bedingungen verhüten wollen, oder wir müssen denselben mit grösserem (also dem oben beschriebenen) Gefälle anlegen. Um die Weite eines Durchlasses zum Abzuge beider Gräben unter der Be-

dingung, dass wir nur 0·6 m freie Höhe und ein Gefälle von $\frac{1}{200}$ zur Verfügung haben, zu rechnen, haben wir wieder $v = c \sqrt{RJ}$, worin für Bruchsteinmauerwerk, wenn wir versuchsweise erst $R = \frac{f}{u} = \frac{b h}{u} = \frac{1 \times 0\cdot6}{2\cdot2}$, also $b = 1\cdot0$ annehmen, für $R = 0\cdot273$, somit $c = 55\cdot0$ aus Kategorie VI der vorangeschickten Formelreihe für die 12 Coëfficienten nach Kutter; es wird dann

$$v = 2\cdot035 \text{ und } f = \frac{Q}{v} = \frac{1\cdot54}{2\cdot035} = 0\cdot75$$

woraus, da $h = 0\cdot6$, sich $b = 1\cdot25$ m ergibt, und wäre nun die Rechnung nochmals für dieses b in R durchzuführen, woraus die endgiltige Durchlassweite gefunden wird. Für Strassengräben kann stets ein Ueberfluten der Strasse als erlaubt angenommen werden.

Ebenso wie bei den Gräben muss das Sammelgebiet bei

e) **Terrainmulden**, die unter gewöhnlichen Verhältnissen kein Wasser führen, zu Rathe gezogen werden, da solche Mulden nur ganz kurze Einzugsgebiete besitzen, daher bei grossen plötzlichen Niederschlägen, wie bei Wolkenbrüchen, das Niederschlagsquantum fast in derselben Zeit abführen müssen, in welcher dasselbe zu Boden kommt; dieser rasche Abfluss verhindert ein intensiveres Einsaugen in den Boden und ebenso eine ausschlaggebende Verdunstung umsomehr, je mehr diese Mulden durch grösseres Gefälle oder Mangel an Cultur und aufsaugungsfähigem Boden dem Abflusse günstig sind.

Wir werden daher bei sehr kurzen bis circa 1 Km langen und breiten Einzugsgebieten für solche Mulden die ganze grösste bekannte Niederschlagsmenge in Rechnung ziehen müssen, bei grösseren Sammelgebieten von circa 5—7 Km Längen- oder Breitenausdehnung und Gefällen von mehr als 1% bis auf 75 und 50% der grössten Regenmenge herabgehen können, je nachdem der Charakter des Bodens und der Cultur einflussnehmend wechselt. Herr **Köstlin** *) hält für diese Zwecke die

*) Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1868.

Untersuchung der Bodenbeschaffenheit für überflüssig und nimmt die ganze Hälfte der Niederschlagsmenge für alle derartigen Fälle, mit Ausnahme von nacktem Fels, für welchen er 0·57 der ganzen Niederschlagshöhe setzt, zum Abflusse gelangend an.

Er betont dabei, wie bereits in unserer Vorrede bemerkt, dass seine Bemessungsart nur für kleine Gebiete zutreffen kann, das ist für solche, in denen Wasser von den entferntesten Theilen des Sammelgebietes bis zur Stelle des Objectes eine kleinere Zeit zum Abfliessen benöthigt, als die Zeitdauer des Wolkenbruches beträgt. Als grösste Niederschlagsmenge nimmt Herr Köstlin die durch ihn erhobene mit 0·016 mm per Secunde (d. i. circa 57 mm per Stunde) aus einem 10 Minuten anhaltenden Wolkenbruche an und betrachtet nun Gebiete von unter einer halben Meile bis über zwei Meilen grösstem Durchmesser, indem er sagt, dass die fixirte halbe Niederschlagsmenge als Abflussquantum mit dem Wachsen dieses Durchmessers kleiner wird. Wenn wir die von ihm für coupirtes Terrain und für ziemlich geneigte Terrainmulden oder Wasserläufe gegebenen Zahlen bezugs der Gebietsdimensionen auf Kilometer bringen und die Thallänge, die doch meist grösser als die Breite des Thales oder Gebietes ist und für den Wasserablauf, also für uns hauptsächlich massgebend wird, statt des Durchmessers einführen, so erhalten wir für eine Thallänge

	unter 4 Km	8 m ³	Abflussquantum	pro Km ²	und Secunde				
von	4—8	„	6—4	„	„	„	„	„	„
„	8—12	„	3	„	„	„	„	„	„
„	12—16	„	2	„	„	„	„	„	„
grösser als	16	„	1	„	„	„	„	„	„

Bei flacheren Mulden, wie bei Wald-, Acker- und Haide-land, räth Herr Köstlin von obigen Zahlen circa die Hälfte in Rechnung zu ziehen. Eine Tabelle soll die durchgeführten Erhebungen und Rechnungen, für alle Wasserläufe gesammelt, ersichtlich machen:

A	B	C	D	E	F	G	H	I	K
Stations-Nr. Strecke	Terrain-Gefälle	Fläche des Niederschlagsgebietes in Quadratmetern	Halbe Niederschlagshöhe pro Quadratmeter und pro Secunde in Metern (Coefficient)	Zufließende Wassermenge pro Secunde in Kubikmetern. Product aus C und D	Substituirte Geschwindigkeit in Metern	Nach F bemessenes Durchflussprofil des Objectes in Quadratmetern		Festsetzung der Objectsdimensionen unter Berücksichtigung aller einschlägigen Factoren	Bemerkung
						Höhe	Breite		
33 34 III	$\frac{1}{200}$	3,627,000	0.000004	14.508	2.5	$\frac{5.80 \text{ m}^2}{1.00 \quad \quad 5.80}$		12 Gewölbtes Object von 30' Weite, bestehend aus Durchfahrt von 18' Breite 12' Breite; letzterer 4' tiefer als die Strasse Hochwasserspur gemessen 1.3 m hoch, 3.8 m vermittelt 4.94 Quadratmeter	Vincinalweg kann überflutet werden.

Zunächst an die eben behandelten Gräben und Terrainmulden schliessen sich

f) die **kürzeren Wasserläufe** unserer oben fixirten Hauptgruppe, also solche mit variablem Wasserstande an; die meist ebenfalls sehr kurzen Gebirgs- und Wildbäche können wir hier aus Gründen, die wir später anführen werden, nicht mit einbeziehen, sondern lassen dieselben die Schlussgruppe bilden. Für unsere kürzeren Wasserläufe müssen wir, je nachdem dieselben ein mehr oder minder wichtiges Object unserer Anlage tangiren, die grösseren oder grössten Niederschlagsmengen zur Berechnung des Abflusses beachten und werden demnach bei solchen Wasserläufen, die wir unter Schiffahrtscanälen*) durchführen oder in der Nähe von Städten oder sonst wichtigen Punkten vorbeiführen, ein solches Profil, welches im Stande ist, die grössten Hochwasser aufnehmen zu können, acceptiren müssen.

*) In Schiffahrtscanäle dürfen keine Wasserläufe als die ursprünglich normirten eingeleitet werden.

Wir haben im I. Theile die grössten Niederschläge inner einer Stunde mit 40—60 mm beziffert, wir können diese jedoch als Abflussmasse je nach der Configuration des Terrains, nach den Culturverhältnissen, kurz nach der möglichen Verdunstung und Versickerung oder Verhinderung im Ablaufe nach den vorausgegebenen Anhaltspunkten restringiren. Diese kürzeren Wasserläufe werden sich in ihrem Charakter entweder den vorherbeschriebenen Terrainmulden nähern, und wird sich dann auf gleiche Weise wie für diese ein Durchlass oder ein Gerinne rechnen lassen, oder sie nähern sich der nächsten Kategorie und können die einschlägigen Aufgaben nach den dort gegebenen Normen gelöst werden. Dieser nächsten Kategorie gehören

g) die Bäche, Flüsse und Ströme an.

Wir haben bereits weiter oben, bei Behandlung der Wassermessungs-Methoden mittelst Schwimmer und durch Stauung, diese Wasserläufe derartig beschrieben und den für die Berechnung einzuhaltenden Vorgang soweit charakterisirt, dass nach Zuziehung der im I. Theile unserer Abhandlung gelösten Fragen über Niederschlagsmengen und Gebiete, wie über die Bette, wenig mehr nachzutragen bleibt.

Die Niederschlagsverhältnisse müssen wir, sobald wir keine verlässlichen oder gar keine Wasserstandsspuren zur Hand haben, im ersten Falle zur Controle und Rectificirung der wenigen verlässlichen, im zweiten als einzigen Anhaltspunkt für die fehlenden Spuren, als Ersatz beachten, und wo uns diese Niederschlagsmengen fehlen, hierfür das Einzugsgebiet allein mit einer vorläufigen Annahme über die möglichen Regenhöhen in Rechnung ziehen. Es wird uns doch meist gelingen, wenn wir mehrere Wasserläufe unseren Beobachtungen unterziehen, wenigstens für Einen derselben ein grösstes Durchflussprofil mit allen übrigen Factoren erheben zu können, und können wir dann nach diesen gewonnenen Daten die auf den Quadratkilometer Sammelgebiet entfallende Abflussmenge auch für die übrigen Wasserläufe in der Art verwerthen, dass wir dieselbe nach den Cultur- und Bodenverhältnissen, kurz nach dem Gesamtcharakter der Einzugsgebiete dieser anderen Wasserläufe in entsprechender Weise erhöhen oder restringiren, wenn die Beibehaltung dieser

Ziffer für diese anderen Gebiete wegen zu grosser Differenz und dadurch bedingter Vertheuerung oder Unzulänglichkeit unserer Anlagen unthunlich wäre.

Wo wir im Stande sind die Niederschlagsmengen zu erheben, werden wir jedoch dieselben, selbst bei nothwendiger Zuziehung der grössten Regenmenge, niemals als ganz und gleichzeitig mit deren Fallen zum Abflusse gelangend, voraussetzen können, da, wenn auch nach Abzug des Verdunstungs- und Versickerungsquantums noch eine bedeutende Abflussmenge erübrigt, dieselbe erst nach längerer Dauer von allen Punkten des Einzugsgebietes in den eigentlichen Wasserlauf gelangt: je coupirter das Terrain, je cultivirter dasselbe, je mehr Waldbestände und Sammelbassins in Form von Seen, Teichen und Tümpeln dasselbe besitzt, desto länger wird der Ablauf, selbst der grössten Niederschläge, durch die Bäche und Flüsse währen, und wird diese Abflussdauer mit dem Wachsen der Gefällsverhältnisse im Einzugsgebiete kleiner werden, mit dem Zunehmen der Flächenausdehnung jedoch wachsen. Hierbei darf aber auch die allfällige Vermehrung der Abflussmenge bei aus Gletschern und Schneefeldern kommenden Wasserläufen nicht unberücksichtigt bleiben.

Ebenso wird die Dauer der Hochwässer bei jenen Bächen und Flüssen, welche erkennbare und ausgesprochene Zuflüsse in grösserer Menge erhalten, eine kürzere wie bei Wasserläufen mit weniger solchen Zuflüssen, dagegen das Eintreten dieser Hochwässer unter den ersten Umständen ein rascheres sein, da die Regenmengen beim gebotenen Sammeln in Rinnen nicht über grössere Flächen zertheilt abzurinnen gezwungen, und dadurch sowohl der Verdunstung wie der Versickerung weniger unterworfen sind, ausserdem auch weniger Widerstand im Abflusse finden.

Bei Geschiebe führenden Bächen und Flüssen erhöht sich das nöthige Durchflussprofil um einen von den Niederschlagsverhältnissen weniger, aber desto mehr von dem Charakter des Einzugsgebietes und des Bettes abhängigen Factor, es kann uns daher auch die direct erhobene Hochwasserhöhe allein nicht massgebend sein, da dieser Wasserstand bei grösserer Geschiebezufuhr sich in kurzer Zeit bedeutend und unerwartet erhöhen kann. Ist die Verhinderung einer solchen Zufuhr an der Quelle

der Geschiebeabgabe nicht oder schwer möglich, so muss auf eine solche Eventualität bei Dimensionirung der Brücke oder des Gerinnes gerechnet werden.

Desgleichen muss bei directer Messung des grössten Durchflussprofiles auch der durch die Zuflüsse bedingte Wechsel des Wasserstandes, wie wir denselben im ersten Theile bereits näher berührten, vor Allem aber eine locale Flusstauung durch einen reich mit Geschieben gesättigten Einbruch eines solchen Zuflusses berücksichtigt werden, ebenso die durch das langsam erfolgende Fortschreiten einer Geschiebewelle bedingte Variation des Wasserstandes.

Alle diese Umstände wirken endgiltig auf die Bestimmung des Durchflussprofiles für eine Brücke oder ein Gerinne, wenn dessen nöthige Grösse endlich unter Voraussetzung eines bestimmten Gefälles festgestellt ist, respective auf die Anordnung dieses Profiles, ein: entweder sind wir in der Höhe beschränkt, dann sind wir auf die Vergrösserung der Weite angewiesen, welche wir wieder nur inner bestimmten Grenzen vornehmen können, da durch eine solche Erweiterung leicht eine nachtheilige Richtungsänderung des Stromstriches, besonders bei Brückenanlagen, Pfeilereinbauten und Anordnung von Inundationsöffnungen hervorgerufen werden kann*).

Der durch Uferbauten, Pfeiler und Brückenwiderlager bedingte Stau des Wasserspiegels berechnet sich seiner Höhe wie seiner Länge nach durch die Formeln von Heinemann, Pestalozzi, Wex und Weisbach, die wir oben im betreffenden Abschnitte gaben.

Haben wir mit dem Gefälle auch die Weite fixirt, dann sind die genannten Formeln von grösster Wichtigkeit, da durch das Heben oder Senken des Wasserspiegels die vitalsten Interessen alterirt werden können. Meist sind jedoch auch die Höhen der Durchflussprofile oder des nassen Profiles bedingt, wenn das ausfliessende Wasser beispielsweise nicht in grösserer Höhe die

*) So mussten die beiden gewölbten Inundationsöffnungen vor und hinter der Tessinbrücke bei Cadenazzo (Gotthard-Thalbahn) nachträglich verschüttet werden, da der genannte Fluss bei Hochwässern durch dieselben ausbrach und das eigentliche Bett ganz verliess; die Brücke genügt nun vollständig ohne diese Oeffnung und functionirt gut.

nächste Umgebung der Ausflussöffnung treffen soll; dann ermöglicht nur die Gefällsänderung die Herbeiführung des benötigten Durchflussverhältnisses, welche Aenderung besonders bei Geschiebe führenden Gewässern nur unter gewissen, streng eingegrenzten Bedingungen rathsam ist: eine Gefällsermässigung kann uns eine Geschiebe-Ablagerung an unrechter Stelle, dadurch eine Verengung oder völlige Verstopfung unseres Lichtprofils, — eine Gefällserhöhung kann eine Ermässigung lauffabwärts, dadurch eine Ablagerung dort und einen Rückstau bis in unsere Anlage zuzufolge haben.

Dieselbe Aufmerksamkeit ist den etwa im Gefolge unserer Anlagen geführten Richtungsverhältnissen zu widmen, indem fast dieselben Erscheinungen, wie bei Gefällsänderungen, bei solchen Wendungen des Wasserlaufes in unmittelbarer Nähe unseres Objectes auftreten. Die Geschiebe-Ablagerungen an starken Krümmungen ziehen die Verdrängung des Stromstriches gegen die Ufer nach sich, dadurch das eigentliche Durchflussprofil verengend, und als natürliche Folge eine vergrösserte Geschwindigkeit oder einen Rückstau hervorruhend.

Bei geschiebefreien Bächen und Flüssen ist die Richtung des Stromstriches mit der Grösse des Krümmungshalbmessers variabel und ist besonders bei Geschwindigkeitsmessungen und bei Erhebung des Wasserspiegelgefälles auf den Umstand, dass derselbe an solchen Stellen durchaus keine horizontale Fläche ist, Rücksicht zu nehmen, da sonst ein unrichtiges Gefälle, mit diesem eine unrichtige Geschwindigkeit resultirt, und die abfliessende Wassermenge, respective das fragliche Querprofil als um so unrichtigeres Resultat sich ergibt.

Zur Bestimmung des richtigen Verhältnisses zwischen der mittleren Tiefe und der normalen Breite eines Profils für Gebirgsflüsse und Bäche oder Flüsse mit sehr differirenden Wasserständen werden vorerst bei niedrigstem Wasserstande mehrere Profile des Bach- oder Flussbettes aufgenommen, und diesen natürlichen derart künstliche Profile angeschmiegt, dass je beide Profile gleiche Wasserspiegelbreite erhalten.

Sind dann α die Böschungswinkel, f die Flächen dieser Kunstprofile und b_1 deren Wasserspiegelbreiten, so ist für jedes

einzelne Versuchsprofil das Verhältniss der mittleren Tiefe zur mittleren Breite zu rechnen aus

$$x = \frac{t}{b} = \frac{(b_1 \pm \sqrt{b_1^2 - 4f \cotg \alpha})^2}{4f \cotg^2 \alpha}$$

Aus dem benetzten Umfang

$$u = \frac{b(x - \cotg \alpha + 2\sqrt{1 + \cotg^2 \alpha})}{x + \cotg \alpha}$$

und der Fläche $f = \frac{b^2 \cdot x}{(x + \cotg \alpha)^2}$

berechnet sich

$$R = \frac{b \cdot x}{(x + \cotg \alpha)(x - \cotg \alpha + 2\sqrt{1 + \cotg^2 \alpha})}$$

worin für b und x Werthe angenommen und hiernach $v = c \sqrt{R J}$ bestimmt wird, welcher Vorgang so lange wiederholt wird, bis $v f = Q$ ist, wobei als selbstverständlich vorausgesetzt ist, dass alle nöthigen Vorerhebungen vollzogen, somit auch die secundliche Abflussmenge wie das Gefälle gegeben sind und der Geschwindigkeitscoëfficient durch Geschwindigkeitsmessungen gefunden wurde.

h) **An den Gebirgsflüssen und den Gebirgs- und Wildbächen**, welche zum grossen Theil zwar zur vorhin behandelten Gruppe zählen, die wir aber der Eigenthümlichkeit ihres vorherrschenden Charakters wegen eine eigene Gruppe von Wasserläufen bilden lassen wollen, begegnen wir ähnlichen Verhältnissen, die derselben, wie jene der vorher geschilderten Gruppe, die charakteristischen Merkmale verleihen; die berührten Erscheinungen heben sich hier durch öftere Wiederholung, durch intensiveres Auftreten und durch bedeutende Erschwerniss unserer diesfälligen Erhebungen hervor; wir werden hier mehr denn je an die Bedingungen der Wahl zwischen dem Lichtprofile und dem Gefälle gebunden sein, da bei allen diesen Gewässern das Gefälle, weil ein bedeutenderes, die Hauptrolle spielt und nur, wie schon bei der vorhergehenden Gruppe bemerkt, unter ganz bestimmten Voraus-

setzungen variirt werden darf — und wo eine solche Aenderung des Gefälles eines Wasserlaufes, sagen wir eines Gebirgsflusses, überhaupt nicht zulässig ist, ist auch meist eine Vergrösserung oder Verengung der Durchflussweite nicht rätlich, so dass wir oft schliesslich zu einer Erhöhung unserer Strassen- oder Bahn-nivellette, somit unter Umständen sogar zur Einlegung eines falschen Gefälles gezwungen werden können, zumindest nichts weniger als günstige Gefällsverhältnisse mit in den Kauf nehmen müssen.

Die Trace sei, beispielsweise, um möglichst aus dem Inundationsgebiete eines Flusses gehoben zu sein, an den Fuss der Thallehne gerückt und kommt dort in Collision mit einem Wildbache, gerade an seiner Ausmündung in das Thal; hier ist schon in der natürlichen Lage der Bachsohle die Gefällsermässigung aus dem Lehnenlauf in den Thallauf gegeben, und die Geschiebe-Ablagerung von dem Gefällsübergang an bis weiter laufabwärts bedingt. Haben wir an der Uebersetzungsstelle an und für sich wenig Höhe zu Gebote, so kann von einer Gefällserhöhung, die uns die Lichthöhe noch verringern würde, nicht leicht die Rede sein; eine Erweiterung der Durchflussöffnung hingegen würde der Tendenz des Baches, an dieser Stelle die Geschiebe abzulagern, nur Vorschub leisten, und ist diese Ablagerung absolut unvermeidlich, so bleibt wohl nichts übrig, als sich zum letzten Auskunftsmitel zu bequemen: das Niveau der Strasse oder Bahn so hoch zu heben, bis wir die erforderliche Lichthöhe erreichen. Zu solchen wenig einladenden Gewaltschritten werden wir besonders bei Ueberschreitung von Schuttkegeln und Muhrangstellen gezwungen werden; über diese haben wir im I. Theile ausführlich gesprochen, und verweisen wir auf den bezüglichen Abschnitt.

Aber auch in der freien Thallinie können wir der beschriebenen Eventualität gegenüberstehen, sobald derlei Wildbäche ihre verheerenden Wirkungen bis in den Bereich unserer Anlagen erstrecken; doch hier haben wir ein sehr heilsames Auskunftsmitel in der Anlage von Schotterfängen, Ablagerungsplätzen u. s. w. in der Hand, um den drängenden Gebirgsbach noch vor Eintritt in unsere beschränkte Anlage zur Verkleinerung seiner Abflussmenge zu zwingen.

Fehlt, wie in den erstbeschriebenen Fällen, die Möglichkeit der Anlage solcher Schotterfänge, so müssen wir das Uebel an der Wurzel zu fassen trachten und diese Schotterfänge in Form von Thalsperren oder von Ablagerungsbassins im Gebirge selbst, das ist im oberen Laufe unseres Baches durchführen, wobei es nicht ausgeschlossen bleibt, dass solche Thalsperren und Fangbassins im Gebirge gleichzeitig mit einem Schotterfange in unmittelbarer Nähe des Objectes functioniren können. Besonders dort, wo die Geschiebe zufolge ihrer Grösse eigentlich keine Geschiebe mehr genannt werden können, wo Felsblöcke, Baumstämme, Holzställe u. dgl. durch den Wildbach mitgebracht werden können, rentirt sich die Anlage eines solchen, selbst ausgedehnten Schotterfanges nicht nur, sondern derselbe wird zur unumgänglichen Nothwendigkeit, wenn wir nicht unser Object zu gelegener Zeit verlegt, völlig verstopft und damit die grösste Gefahr für unsere Bauten wachgerufen sehen wollen.

Ist die Ausführung eines Schotterfanges durch die localen Verhältnisse überhaupt gar nicht oder nur im bescheidenen, unzureichenden Massstabe möglich, desgleichen die mögliche Durchführung von Thalsperren nicht zulänglich, so müssen wir mit unseren Sicherungsarbeiten noch weiter gehen, und an den Abgastellen der Geschiebe, an den bedrohten Ufergehängen, Gebäuden, Waldbeständen u. s. f. alle jene Sicherungsbauten durchführen, welche den bedrohlichen Zuschuss von abnormen Geschiebemassen aufzuhalten oder unmöglich zu machen im Stande sind, und werden besonders dann diese Arbeiten überhaupt ausführen, wenn die Kosten derselben zu den sonst erwachsenden Auslagen unserer Objectssituation in geringem Verhältnisse stehen.

Wie wir auf diese Weise den aus festen Körpern bestehenden Theil der Abflussmenge verringern können, so ist uns in ähnlicher Art die Verkleinerung der abfliessenden Wassermasse durch zeitweises Zurückhalten derselben ermöglicht: die entsprechende Anlage von Sammelbassins, von Bewässerungs- und Vertheilungsgräben im Gebirge, ja selbst die Ausführung von grösseren und genügend vielen Sickergräben, die das Eindringen der Niederschläge in den Boden begünstigen, kann die nach Abzug des Verdunstungs- und Versickerungsquantums resultirende Abfluss-

menge ganz bedeutend reduciren und wird dadurch eine Verminderung der Angriffskraft des Wassers auf die Ufer und die Sohle, somit eine Verkleinerung der Geschiebe-Abführung erreicht; in vielen Fällen wird rationelle Hilfe nur von einer Bepflanzung des losen Bodens, von einer richtigen Aufforstung zu erwarten sein.

Es könnte den Anschein haben, als ob wir hier von unserer eigentlichen Aufgabe abgekommen wären; dem ist jedoch nicht so, denn die angeführten und beschriebenen Sicherungsarbeiten sind so enge mit unseren Projecten verbunden, dass wir die Dimensionirung des Lichtprofiles eines Durchlasses oder eines Gerinnes für einen Gebirgs- oder Wildbach nur als Function aller dieser Sicherungsanlagen betrachten müssen; wir restringiren nach diesen Umständen unsere Abfuhrmengen und Abflussmassen, somit unsere Durchflussprofile. Diese Mengen, wie sie sich aus unseren Erhebungen über den Charakter des Einzugsgebietes und der Bachbette, wie aus den Niederschlagsverhältnissen ergeben, können unter Umständen derartige Durchflussprofile, solche Dimensionen für unsere Objecte fordern, dass wir schlechterdings nicht im Stande sind, den gestellten Bedingungen entsprechen zu können, wenn wir nicht die Kosten auf eine kolossale Höhe anwachsen lassen wollen; dann tritt an uns die Nothwendigkeit heran, alle oben besprochenen Massregeln und Vorkehrungen bezugs ihrer Vorzüge und Nachtheile, ihrer Durchführbarkeit überhaupt wie ihrer Herstellungskosten in unser Project und in eingehendste Erwägung zu ziehen; haben wir solche Abbauten im Gebirge acceptirt und bei Anlage einer Eisenbahn viele solche Gebirgsbäche zu überschreiten, und für alle oder für die meisten derselben die gleichen Massnahmen in Aussicht genommen, so kann sich bei Berechnung des Durchflussprofiles für den nächsten Gebirgsfluss, in den sich diese Bäche ergiessen, der Einfluss aller dieser an seinen Zuflüssen gemachten Arbeiten ganz bedeutend fühlbar zeigen, besonders dann, so lange wir uns noch in dem oberen Flussgebiete bewegen, und wir die Mehrzahl oder doch ein grosses Contingent der Zuflüsse in der beschriebenen Weise uns unterworfen haben.

Sonst werden wir die Gebirgsflüsse, besonders in ihrem unteren Laufe, unter den gleichen Bedingungen wie die Ge-

schiebe führenden Flüsse der vorhergegangenen Gruppe behandeln müssen.

Für die Durchrechnung eines Beispielles möge hier jenes der Verbauung des Grünbaches bei Merligen am Thunersee Raum finden. Derselbe besitzt ein Einzugsgebiet von 15.2 Km^2 ; die Niederschlagshöhe ist mit $0.0156 \text{ mm per Secunde}$ (56 mm per Stunde) festgestellt, woraus eine secundliche Regenmenge von 237 m^3 und bei einer Versickerung und Verdunstung von zusammen 30% eine secundliche Abflussmenge von 165 m^3 resultirt.

Für das anzulegende Gerinne wird ein kreisbogenförmiges Schalenprofil, glatt gepflastert, vorausgesetzt, und das Gefälle des Gerinnes mit 7% ermittelt. Dementsprechend wird in der Geschwindigkeitsformel

$$1. v = c \sqrt{R J} \text{ der Coëfficient } c = 60, \text{ das Gefälle } J = 0.07$$

und für $R = \frac{f}{u}$ für ein Kreissegment vom Centriwinkel φ

und Halbmesser r : $f = \frac{r^2}{2} \left(\frac{\varphi}{180} \pi - \sin \varphi \right)$ und

$$u = r \cdot \frac{\varphi}{180} \pi$$

Hier sowohl wie in der Formel

$$2. v = \frac{Q}{f}$$

ist ein Profil anzunehmen und nach den hieraus berechneten v zu schliessen, wie weit das gewählte Profil zu gross oder zu klein ist, worauf so lange die Profilfläche versuchsweise eingesetzt wird, bis aus Formel 1 und 2 ein gleiches v sich ergibt.

Im vorliegenden Beispiele wird nach diesem Vorgange schliesslich ein kreisbogenförmiges Profil von 6.0 m Weite oder Sehne und 1.8 m Tiefe oder Pfeilhöhe erhalten, dessen Fläche $f = 9.702 \text{ m}^2$ und dessen benetzter Umfang oder Bogenlänge $u = 8.4 \text{ m}$ beträgt; diese und die obigen Werthe wie die secundliche Abflussmenge $Q = 165$ in beide Formeln substituirt ergibt aus beiden $v = 17 \text{ m}$.

Wegen bedeutender Abnützung der Schalensohle durch die Geschiebe während eines 10jährigen Bestandes wurde mehr als die Hälfte des Gerinnes trapezförmig reconstruirt, und zwar mit 4.2 m Sohlenbreite, 2.1 m Tiefe und $\frac{1}{3}$ Böschungsanlage, d. i. 5.04 m obere Lichtweite. Dieses Profil hat gleichfalls $f=9.702 \text{ m}^2$ und $u=8.48 \text{ m}$. Für den Coëfficienten $c=60$ wird auch hier $v=17 \text{ m}$, wie aus der zweiten Formel; es müsste jedoch für dieses trapezförmige, nahezu rechtwinklige Profil ein kleinerer Coëfficient, und zwar $c=50$ gewählt werden; nach einigen versuchsweisen Rechnungen unter Annahme einer bestimmten Profilform erhält man beispielsweise bei Festhaltung der oberen Breite des Gerinnes von 6.0 m und einer Sohlenbreite von 4.6 m eine Tiefe von 2.1 m mit $\frac{1}{3}$ Böschungsanlage, und hierfür $f=11.13$, $u=9.02$ und die Geschwindigkeit aus beiden Formeln $v=14.7$ bzw. 14.8 m, also nahezu gleich, woraus die Richtigkeit des gewählten Profiles erwiesen ist.

Bei Festhaltung der Sohlenbreite von 4.2 m und der $\frac{1}{3}$ Böschungsanlage würde sich nach versuchsweiser Berechnung des v aus beiden Formeln für verschiedene Profiltiefen endlich die dem $c=50$ entsprechende Tiefe von 2.4 m ergeben, und zwar wäre dann die obere Weite gleich 5.16 m, $f=11.23$, $u=9.1$ und $v=14.7$ aus beiden Formeln.

Hierzu mag bemerkt werden, dass bogenförmige Profile nur dort zu empfehlen sind, wo kein Sand oder feinerer Kies abgeführt wird, da die Ausschleifung der Sohle eine zu bedeutende und eine frühzeitige Auswechslung der Sohlenpflasterung erforderlich wird. So musste die 1866 hergestellte Guntenbachschale mit gleicher Dimensionirung wie die oben beschriebene Grünbachschale bei $4\frac{1}{3}\%$ Gefälle nach einer Ausschleifung von 150 mm nach 4jährigem und von 280 mm nach 7jährigem Bestande durch eine 1.8 m breite flache Sohle ersetzt werden.

Aehnliche Ausschleifungen erfuhren die kreisbogenförmigen bzw. parabolischen Schalen des Riedernbaches bis zu 80 mm, besonders in den Fugen, bei tiefgespannter Sohle und steilen Wänden von $\frac{1}{5}$ und des Laelibaches, so, dass an denselben flache Sohlen eingezogen werden mussten.

Was nun die Messungen an den Gebirgs- und Wildbächen anbelangt, seien es Geschwindigkeitsmessungen oder directe

Messungen der Abflussmengen, des Gefälles und der geschlossenen Profile, so haben wir in Beziehung auf letztere die Schwierigkeiten schon im ersten Theile hervorgehoben.

Die Erhebungs- und Rechnungsresultate, welche die Dimensionen der Gerinne und Durchlässe fixiren, werden auch für die Grösse der etwa anzulegenden Thalsperren und Schotterfänge massgebend sein, je nachdem diese den localen Verhältnissen angemessen und den zur Disposition stehenden Anlagekosten entsprechend ausgeführt werden sollen, also Schotterfänge, welche die Ablagerungen eines oder mehrerer Hochwässer zu fassen haben, wenn deren Ausräumung nach jedem Hochwasser nicht thunlich ist und die Durchlassweite oder das Abzugsgefälle nicht genügend gross angelegt werden konnte, — und Thalsperren, welche die Geschiebe ganz oder zum Theile zurückzuhalten haben, und hierbei eine Ueberhöhung dieser Sperren nicht rathsam oder überhaupt nicht durchführbar ist.

Betrachten wir als allgemeines Beispiel einen Wildbach, bei dem uns die directe Messung der Abflussmenge nicht, wohl aber die Fixirung mehrerer geschlossener Profile, die Erhebung des höchsten Wasserstandes an dem Ufer dieser und die Aufnahme des Bachsohlengefälles ermöglichen; wir erhalten sonach für die mittlere Geschwindigkeit in den einzelnen Bachstrecken

$$v_1 = c_1 \sqrt{R_1 J_1}; v_2 = c_2 \sqrt{R_2 J_2} \text{ u. s. f.}$$

und diesem entsprechend $Q_1 = v_1 f_1$; $Q_2 = v_2 f_2$ u. s. w., wobei $c_1, c_2 \dots$ nach den Formeln oder Tabellen Kutter's bestimmt,

$$R = \frac{f}{u} \text{ und } J = \frac{h}{l} \text{ gemessen wurde.}$$

Die $Q_1, Q_2 \dots$ werden mehr oder weniger variiren, je nachdem das f nicht genau ermittelbar ist, da die Hochwasserspuren sich entweder tiefer oder höher als der factische Hochwasserstand betrug, ergeben können; die Einziehung oder Senkung des Wasserspiegels in der Bachmitte, respective im Stromstriche ist bei Wildbächen wie bei Wasserläufen mit grossen Gefällen eine ebenso oft wiederkehrende Erscheinung, wie eine bedeutende Ueberhöhung desselben gegen die Wasserlinie am Ufer, besonders bei sehr unregelmässigen Betten; die Verbindungslinie der

Wasserstandsspurten der entgegengesetzten Ufer im Profile ergibt daher fast immer als obere Abgrenzung des nassen Querprofiles ein zu grosses oder zu kleines nasses Profil. Im ersten Falle wird man diese Abgrenzung als Vertreter eines weiteren Sicherheits-Coëfficienten gelten lassen dürfen, im zweiten, selteneren Falle muss diese mögliche Erhebung des Wasserspiegels annähernd lieber zu gross als zu klein geschätzt werden; diese Differenz des constatirten gegen den wirklichen Wasserspiegel wird aber auf die Durchflussmenge Q der einzelnen Querprofile variirend einwirken, wozu noch der Einfluss des Fehlers kommt, welcher sich aus dem der Rechnung zugrunde liegenden Sohlengefälle, statt des eigentlich zu beachtenden Wasserspiegelgefälles ergibt.

Aus diesen Umständen resultirt die oft betonte Nothwendigkeit, mehrere geschlossene Querprofile aufzusuchen und in Betracht zu ziehen, um aus den sich ergebenden, nicht selten ganz bedeutend differirenden Abflussmengen ein annähernd möglichst entsprechendes Resultat zu erzielen.

Sind die aufgenommenen Querprofile von ziemlich verwandtem Charakter, tragen sie sehr ähnlichen Rauheitsgrad in ihren Uferbauten oder in ihrem Naturzustande an sich, so wird man vorerst für eine approximative Rechnung $Q = f \sqrt{J}$ (statt $c f \cdot \sqrt{R J}$) in jedem Profile setzen können, indem man diese Vereinfachung selbst auf das zu bestimmende Lichtprofil zur Erreichung eines grösseren Sicherheitsgrades ausdehnt. Dieser wird erstens durch Gleichsetzung des Coëfficienten c für alle Profile geschaffen, da für das fragliche Lichtprofil (meist ein künstliches Gerinne- oder Durchlassprofil) ein grösseres c sich ergibt, wenn die Geschwindigkeit bei geringerem Rauheitsgrad eine grössere werden soll; ebenso wird die mittlere hydraulische

Tiefe $R = \frac{f}{u}$ im künstlichen Gerinne durch Kleinerwerden des

benetzten Umfanges gegen das Naturgerinne grösser, wodurch wieder ein grösseres v , somit eine grössere Durchflussmenge bedingt wäre. Wir sahen jedoch schon, dass diese Annahme nur für approximative Rechnungen gestattet sein kann, da der durch dieselbe erreichte Sicherheitsgrad die erlaubten Grenzen unter Umständen weit überschreiten und dadurch die gepflogenen Vor-

erhebungen über Niederschlagsmengen, Einzugsgebiet etc. überflüssig machen kann.

Haben wir so approximativ entweder unter Festhaltung einer Durchflussöffnung das Gefälle, oder umgekehrt für ein bestimmtes Gefälle die Lichtöffnung für den Durchlass bestimmt, so wird die Rechnung auf Grund einer der entsprechenden Formeln Bazin's, Kutter's oder Anderer genauer durchgeführt, bis das scheinbar richtigste Endresultat erreicht ist.

Hierbei müssen eben die Erhebungen über Sammelgebiet, Niederschläge u. s. f. die Hauptfactoren unserer Rechnung sein, da uns diese bei zweifelhaften Abflussmengen Aufschluss und Rath über die richtige Wahl der differirenden Grössen geben.

Besonders bei Anlage von Thalsperren und Schotterfängen, die wir oben anführten, müssen wir Sicherheit darüber erlangen, wie viel nach Abzug der rückbleibenden Geschiebe von dem gemessenen oder gerechneten Gesamtabflussquantum zum Durchflusse durch unser Object übrig bleibt, und hierüber können uns nur die Erhebungen über Einzugsgebiet und Niederschlagsverhältnisse Klarheit geben, wenn wir nicht den Zweck der genannten Anlagen verfehlen und unser Object trotz dieser Entlastungsanlagen nicht entsprechend angelegt sehen wollen. Noch weiter wird sich eine Reduction des fraglichen Durchflussprofils erreichen lassen, wenn die Niederschlagsmengen im Sammelgebiete, wie bereits oben bemerkt, durch anderweitige Bauten, durch Sickeranäle, Sammelgruben, Teiche, Schifffahrtsanäle, Bewässerungsanlagen, Waldbestände u. dgl. zurückgehalten werden, und dadurch die Masse und Kraft des Abflusses gebrochen wird; ja, unter Umständen können wir sogar die Anlage solcher Auffang- und Rückhaltbauten mit in unser Project nehmen, wenn wir durch irgend eine Kosten-Compensation ökonomischer und rationeller zum Ziele gelangen können: gehen wir noch weiter und sagen wir, es gibt Fälle, wo wir die Ausführung solcher Anlagen als unausbleiblich in Rechnung ziehen müssen, wollen wir unseren eigentlichen Bau nicht gefährden oder ihn von vorneherein zur Wurzel der kostspieligsten Experimente gemacht sehen*).

*) Für die Verbauung des Grünbaches am Thunersee wurde zur Bestimmung des Gerinnes ein Einzugsgebiet von 15.2 Km², eine Verdunstung

Wir können nicht umhin, hier neuerdings auf Professor Cullmann's schon wiederholt bezeichnetes Werk über die Wildbäche der Schweiz zu verweisen; wir hatten Gelegenheit, viele der darin aufgeführten Erscheinungen an Ort und Stelle zu studiren, die Wirklichkeit mit seinen Angaben zu vergleichen, und fanden, dass wir uns nicht getäuscht hatten, als wir seinerzeit beim Lesen von Cullmann's Bericht die klare und treue Schilderung der gewaltigsten Naturerscheinungen im Gebiete der Wildbäche fast als vollständigen Ersatz des Augenscheins annehmen zu können glaubten.

Mag auch Manchem eine derartig eingehende Erwägung aller Umstände, besonders der Niederschläge u. s. w. kleinlich oder ängstlich, zu zeitraubend oder gar überflüssig erscheinen, und eine weniger ausgedehnte Untersuchung mit Zugrundelegung eines gewissen Sicherheitsgrades rathsamer und praktischer erscheinen, so ist bei ruhiger Erfassung der Sachlage die Wichtigkeit der empfohlenen Massnahmen doch nicht zu leugnen. Die vorstehende Abhandlung dürfte es zur Genüge gezeigt haben, dass beispielsweise die Bestimmung der Lichtöffnung eines Durchlasses nur aus den in unmittelbarster Nähe des Bauobjectes betrachteten Terrain-Configurationen und dem Bette nahezu unter die Unmöglichkeiten gehört, da selbst bei Zuziehung des oben berührten Sicherheits-Coëfficienten die Wahl desselben im Grunde doch eigentlich von allen anderen vernachlässigten Factoren abhängt, und wir bei unrichtiger Wahl weit ab vom Ziele kommen, unsere Anlagen entweder zu gross, daher zu kostspielig, oder unzureichend, daher untauglich ausgeführt sehen könnten.

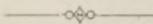
In allen technischen Aufgaben: bei Dimensionirung der Mauerwerke, der Brückenträger u. s. f. ist man bestrebt, auf Grund wissenschaftlicher und empirischer Versuche unter Ein-

und Versickerung von 67—70% und eine Niederschlagshöhe von 0'0156 mm pro Secunde zugrunde gelegt, und hieraus nach Chezi-Eytelwein mit dem Coëfficienten 60 ein secundlicher Abfluss von 165 m³ für 7% Gefälle und hierfür ein kreisbogenförmiges Schalenprofil von 6 m Weite und 1'8 m Scheiteltiefe berechnet.

(Aus der schweiz. Landesausstellung, Pläne vom Ingenieur des zweiten Bezirkes des Canton Bern.)

haltung des nöthigen Grades von Sicherheit das Vollkommenste und Billigste zu erreichen; wie würden aber die Resultate dieser Studien zu nichte gemacht, wenn diese Bestrebungen isolirt würden, und in anderer, mit den genannten Fragen in Zusammenhang stehender Richtung nicht der gleiche Erfolg angestrebt würde, wenn die durch das gewissenhafteste Studium erreichte ökonomischste und sicherste Anlage im Mauerwerke oder im Träger einer Brücke ihres Werthes durch ein unrichtiges Lichtprofil beraubt wird: durch ein zu gross gewähltes Lichtprofil die nach der einen Seite gewonnenen Ersparnisse verloren gehen, bei zu kleiner Durchflussöffnung die vermeintlich errungenen ökonomischen Resultate in kurzer Zeit sich nicht nur als Illusion, sondern geradezu als „Fehler“ ergeben, der uns die ganze Anlage als reconstructionsbedürftig oder gar als gemeinschädlich ganz zu eliminiren, als schwere Last aufdrängt! Freilich wohl steht der Techniker hier meist nicht bestimmten, durch Menschenkraft zu bewältigenden Kräften, sondern oft ganz enormen Elementar-Gewalten gegenüber, die in ihrer Unberechenbarkeit jedes menschlichen Widerstandes zu spotten scheinen: da muss, wie im Ringkampfe die Gewandtheit, die Vertrautheit mit den Schwächen des Gegners und die Kenntniss seiner Kampfweise die fehlende Kraft ersetzen, und bringen diese auf Studium seines Wesens begründeten Vortheile den plumpen, rohen Gegner leichter zu Fall, als gedankenlos und brutal angewendete Gegenkraft.

ANHÄNGE.



ANHANG I.

Witterungs-Tabelle

Strecke:

Beobacht. Ort:

Tag	Jänner		Feber		März		April		Mai		Juni		Tag
	Temp.	Wetter	Temp.	Wetter	Temp.	Wetter	Temp.	Wetter	Temp.	Wetter	Temp.	Wetter	
1	- 10 + 2 - 3		- 6 - 2 - 4	no	- 2 + 6 + 1		+ 3 + 17 + 7		- 3 + 17 + 14	+ 10 + 20 + 8		1	
2	- 6 + 1 - 10		- 16 - 0 + 2	1 111 111	+ 3 + 12 + 7		+ 6 + 11 + 8		+ 11 + 12 + 6	+ 9 + 17 + 14		2	
3	- 16 - 4 - 8	11	- 8 - 3 - 9		+ 2 + 1 - 3		+ 18 + 20 - 6		+ 4 + 7 - 6	+ 10 + 18 + 21		3	
4												4	
5												5	
6												6	
7												7	
8												8	
9												9	
10												10	
11												11	
12												12	
	mittl. Mon.T.	$\frac{0}{0}$	mittl. Mon.T.						mittl. Mon.T.	$\frac{0}{0}$			
	- 7	13 Schnee 5 1 bew. 2 11 " 7 Wind	+ 1	5 Schnee 11 bew. 3 11 bew. 2 Wind 0 Regen					+ 21	3 1 bew. 14-11 " 7-11 " 9 Regen 2 Wind			

Zeichen - Erklärung

Bewölkung I-II-III

Temperatur in : Celsius

Gewitter
ohne Regen



mit Regen



Wind und
Richtung



Sturm u.
Richtung



schwächerer
Schneefall



stärkerer
Schneefall



Sprüregen



schwächerer
Landregen



stärkerer
Landregen



Platzregen
Wolkenbruch



ANHANG II.

Gotthardbahn-

Formular.

Wassermessungen.

Flussgebiet:

Name des Wasserlaufes:

Länge desselben: }
 Mittlere Neigung desselben: } nach Längen-
 * Mittlere Neigung einzelner Hauptstrecken } profil Nr.
 desselben mit deren Längen }

Areal des Wassersammelgebietes } nach Situations-
 * Länge desselben bis an die Wasserscheide } plan Nr.

Charakteristische Querprofile * $1/100$ — $1/1000$:

Kurze Charakteristik des Gesteins und Bodens im Wasser-
 sammelgebiet:

Historische Notizen:

Beobachtungspunkt der folgenden Messungen:

*Beschreibung der Zuflüsse des Wasserlaufes:

Datum der Beobachtung	Höchste Wasserstände	Des fließenden Wassers resp. der Gesamt-Abflussmenge			Niederschlags-quantum			Geschätzte Menge der mitgeführten Geschiebe	Verbleibt Menge des abfließenden Wassers	Anmerkungen
		Querschnitt	Geschwindigkeit pro Secunde	Volumen pro Secunde	Millimeter Höhe	Kubikmeter auf das Wassersammelgebiet	Kubikmeter auf den Quadratkilometer Wassersammelgebiet			
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	*8.	*9.	*10.	

*) Die mit diesem Zeichen bemerkten Ansätze und Rubriken sind in dem Formular der Gotthardbahn nicht enthalten und wurden von uns als wünschenswerth beigelegt.

ANHANG IV.

Wasserrechtsgesetze für Oesterreich.

Das Reichsgesetz vom 30. Mai 1869 bestimmt in Uebereinstimmung mit den bis Ende 1873 erschienenen Landesgesetzen über die rechtliche Eigenschaft der Gewässer im I. Abschnitte, §§ 1, 2 und 3, dieselbe nach den Grundsätzen des allgemeinen bürgerlichen Gesetzes, erklärt ferner Flüsse, Ströme, Bäche, Seen und andere fließende oder stehende Gewässer als öffentliches Gut, soweit selbe nicht durch besondere gesetzliche Bestimmungen oder Rechtstitel Privateigenthum sind.

In §§ 4, 5 und 6 werden die auf Gründen befindlichen Quellen, unterirdischen Gewässer, die auf diesen Gründen sich sammelnden Niederschlagswässer, ferner die in Cisternen, Brunnen, Teichen und andern Behältern befindlichen Wässer (ausgenommen Salzquellen und Cementwässer) dem Grundbesitzer als Eigenthum zugesprochen, ebenso die Gewässer in den durch diesen Besitzer angelegten Canälen, Rohrleitungen u. s. f. und deren Abflüsse, so lange sie den Grund und Boden nicht verlassen, oder sich in fremdes Privateigenthum ergossen haben. Zwischen Grundstücken fließende Privatbäche gehören nach Massgabe des Ufers bis in die Hälfte der Breite dem anstossenden Besitze.

Abschnitt II enthält die Bestimmungen über die Benützung der öffentlichen Gewässer zu Schiffahrtzwecken jeder Art und regelt die rechtlichen Verhältnisse der Uferbesitzer.

Der III. Abschnitt über die Benützung und Leitung der Privatwässer spricht in

§ 10 dieselben dem Besitzer, unbeschadet der rechtlich begründeten Ausnahmen zu; bei fließenden Gewässern ist die Benützung durch die Rechte der übrigen Berechtigten und durch öffentliche Rücksichten nach Massgabe der Gesetze beschränkt. Besonders ist Verunreinigung, Rückstau und Versumpfung, wie Ueberschwemmung fremden Grundes untersagt.

§§ 11 und 12 schliessen die willkürliche Aenderung des natürlichen Ablaufes oder dessen Verhinderung durch den Eigenthümer des oberen, respective des unteren Grundes aus, und

bestimmen die Zurückleitung des unverbrauchten, Privatwässern entnommenen Wassers in das ursprüngliche Bett, wenn den übrigen Berechtigten durch andere Ableitung kein Schaden zugefügt wird.

Als Ergänzung des § 365 des allgemeinen bürgerlichen Gesetzes über die Enteignung ermöglicht § 15 die Zusprechung von fließenden Privatgewässern gegen angemessene Entschädigung, wenn dieselben durch den Besitzer nicht benützt werden.

Ebenso kann in Folge dieses Paragraphen dem Besitzer die Begründung von Servituten gegen entsprechende Entschädigung zur Leitung von Wasser über dessen Grund und Boden nebst den nöthigen Anlagen verfügt werden, oder dies Servitut durch Abtretung des nöthigen Grundstückes gegen Ablösung vermieden werden, wobei das ganze Grundstück auf Verlangen des Besitzers erworben werden muss, wenn in solchen Fällen dasselbe die zweckmässige Benützbarkeit verliert. Der durch das Servitut belastete Besitzer hat das Mitbenützungsrecht des Wassers gegen entsprechende Entschädigung, so lange dadurch nicht der Zweck der Anlage beeinträchtigt wird.

Aus den übereinstimmenden Paragraphen der verschiedenen Landesgesetze ist ferner die Gewinnung von Pflanzen, Schlamm, Erde, Sand, Steinen und Eis aus öffentlichen Gewässern (mit Ausnahme besonders ausgeschlossener Plätze) Jedermann gestattet, wenn dadurch nicht deren Wasserlauf oder die Ufer gefährdet oder fremde Rechte verletzt werden. Zu allen Anlagen, besonders zu jenen, welche Lauf und Höhe des Wassers etc. beeinflussen, ist die behördliche Bewilligung einzuholen; dergleichen bei Privatgewässern, wenn dadurch fremde Rechte oder öffentliche Gewässer alterirt werden.

§§ 21 bis 24 beziehen sich auf die Stauwerke und deren Folgen, § 30 behandelt die hochwichtige Frage der Holztrift. Der III. Abschnitt des Gesetzes, einer der wichtigsten für uns, umfasst die Ableitung und Abwehr der Gewässer.

Der Unternehmer von Anlagen: wie offenen Gräben und Canälen, ist zur Herstellung von Brücken, Stegen, Durchlässen

zur Verbindung der Ufer, respective der getrennten Grundstücke, wie zur Ausführung aller Sicherungsanlagen verpflichtet.

Alle Anlagen sind so herzustellen, dass fremde Rechte nicht beeinträchtigt und Ueberschwemmungen hintangehalten werden; zur Erhaltung und Räumung der Canäle und künstlichen Gerinne sind die Eigenthümer der Anlage verpflichtet.

Die Herstellung und Erhaltung von Vorrichtungen und Bauten, dann die Ausführung von Massregeln zum Schutze der Ufer, Grundstücke, Strassen und Eisenbahnen und sonstige Anlagen an Strömen, Bächen und Flüssen gegen schädliche Einwirkung des Wassers oder Beseitigung des bereits eingetretenen Schadens trifft zunächst den Eigenthümer der betreffenden Strasse oder Eisenbahn oder des zu schützenden Besizes, wenn nicht andere rechtliche Verpflichtungen bestehen.

Der hierbei durch Regulirungsbauten im Bereiche dieser gewonnene Boden und Grund fällt den Trägern der Unternehmungskosten zu, muss jedoch im Nichtweiterbedarfsfalle den Anrainern gegen Entschädigung überlassen werden.

Wenn es öffentliche Interessen erheischen, können Wasserleitungen und Canäle ohne Einwilligung der Eigenthümer oder Wasserbezugsberechtigten umgelegt werden, sofern der Zweck der Anlage durch diese Umlegung nicht gefährdet wird; die Kosten sind von den Unternehmern zu tragen; hierzu nöthige Materialien müssen, sofern sie sich auf dem Grundbesitze der betreffenden Eigenthümer der Anlage oder des zu schützenden Grundes befinden, gegen Entschädigung überlassen werden.

Ortschaften und Gemeinden haben bei für ihren Bedarf ungenügenden Wasservorräthen das Recht zur Enteignung von Privatgewässern.

Ueber alle Entschädigungen, über welche eine Einigung der Parteien nicht erzielt wurde, wird im Verwaltungswege, und wenn ohne Erfolg, durch Expropriation entschieden.

Abschnitt IV behandelt die Wassergenossenschaften. Behufs Schutz- und Regulirungsbauten, Ent- und Bewässerungsanlagen können auf Grund freien Uebereinkommens oder durch Mehrheitsbeschluss der zwangsweise Beitritt der Minorität der Interessenten veranlasst, Wassergenossenschaften gebildet werden.

Diese Verpflichtung der Minderheit kann jedoch bei Bewässerungsanlagen nur durch eine Majorität von zwei Dritttheilen, bei Entwässerungs-, Schutz- und Regulirungsbauten von mehr als der Hälfte der Betheiligten bedingt werden, wobei die Stimmenmehrheit bei Ent- und Bewässerungsanlagen nach der Grösse der beteiligten Grundstücke, bei Schutz- und Regulirungsarbeiten nach dem Werthe des zu schützenden Eigenthums berechnet wird.

Die nächsten Paragraphen enthalten die Ausführungsbestimmungen der vorstehenden Grundzüge, wie die Bedingungen über die Ausscheidung einzelner Grundstücke und die Kosten der Herstellung und Erhaltung, meistens durch die Statuten und Uebereinkommen zu regeln, andernfalls nach dem der Stimmenmehrheit zugrunde gelegten Bemessungsmodus.

Der VI. Abschnitt dieses Gesetzes unterwirft alle diesbezüglichen Angelegenheiten dem Wirkungskreise der politischen Behörden, und zwar des betreffenden Bezirkes, in dem sich die fragliche Angelegenheit befindet.

Die Berufungsinstanzen sind die politische Landesstelle, die nächste höhere das Ackerbau-, bei Straferkenntnissen das Ministerium des Inneren.

Vorarbeiten, welche der Grundbesitzer auf seinem Grunde nicht gestatten will, können nur auf Veranlassung der politischen Behörde vorgenommen werden, und sind dem Gesuche an diese um Bewilligung solcher Vorarbeiten die von einem Sachverständigen entworfenen Pläne und Zeichnungen beizulegen, und haben diese zu enthalten:

1. Den Zweck und Umfang der Anlage, Angabe des Gewässers und der erforderlichen Wassermenge.
2. Art und Weise der Ausführung.
3. Darstellung der zu erwartenden Vortheile.
4. Angabe aller Wasserberechtigten, die durch die Anlage berührt werden, mit Aufführung ihrer Erklärungen.
5. Die Angabe von Grundstücken und Wasserwerken, welche abzutreten oder mit Dienstbarkeiten zu belasten wären, nebst deren Eigenthümer.

Sehr erwähnenswerth ist, dass bei jeder politischen Behörde ein sogenanntes Wasserbuch als Vormerkbuch geführt werden muss, in dem alle bestehenden und erworbenen Wasserbenützungrechte, Staumasshöhen u. s. w. in Uebersicht gehalten werden müssen, in welche Bücher Jedermann freie Einsicht und gegen die Gebührenentrichtung die Abschriftnahme gestattet ist.

In allen übrigen Fragen bezugs Anlage von Durchlässen und Brücken in Verbindung mit einer Eisenbahn sind die den Bau von Eisenbahnen betreffenden Gesetze zu Rathe zu ziehen.

ANHANG V.

Gesetz, betreffend die Benutzung der Privatflüsse

vom 28. Februar 1843

für den

ganzen Umfang der **preussischen Monarchie**, mit Ausnahme der Landestheile, welche zum Bezirke des Appellations-Gerichtshofes zu Cöln gehören*).

I. ABSCHNITT.

Benutzung der Privatflüsse überhaupt.

§ 1. Jeder Uferbesitzer an Privatflüssen (Quellen, Bächen oder Flüssen, sowie Seen, welche einen Abfluss haben) ist, sofern nicht Jemand das ausschliessliche Eigenthum des Flusses hat, oder Provinzialgesetze, Localstatuten oder specielle Rechtstitel eine Ausnahme begründen, berechtigt, das an seinem Grundstücke vorüberfliessende Wasser unter den in den §§ 13 u. f. enthaltenen näheren Bestimmungen zu seinem besonderen Vortheile zu benützen. Jedoch verbleibt es in Ansehung der Benutzung des Wassers zu Mühlen und anderen Triebwerken, sowie auch in Ansehen der Fischerei-Berechtigung und der Vorfluth bei den bestehenden gesetzlichen Vorschriften, soweit

*) Nach dem Gesetze vom 9. Jänner 1845 mit wenigen Abänderungen auch für Cöln giltig.

diese durch gegenwärtiges Gesetz nicht ausdrücklich abgeändert sind.

§ 4. Des Einwerfens und Einwälzens von losen Steinen, Erde und anderen Materialien in Flüsse muss ein Jeder sich enthalten. Eine Ausnahme hiervon findet statt, wenn solche zum Behufe einer Anlage am Ufer nothwendig ist und daraus nach dem Urtheile der Polizeibehörde kein Hinderniss für den freien Abfluss des Wassers und keiner der im § 3 bezeichneten Uebelstände entsteht.

§ 5. Das Einkarren und Einschwemmen von Sand und Erde zur Anlage von Wiesen (das sogenannte Wiesenbrechen) ist nur in den Fällen gestattet, wo solches für die Vorfluth, für die Schiffbarkeit öffentlicher Flüsse und für die unterhalb liegenden Uferbesitzer unschädlich ist.

§ 7. Die Uferbesitzer sind, wo nicht Provinzialgesetze, Localstatuten, ununterbrochene Gewohnheiten oder specielle Rechtstitel ein Anderes bestimmen, zur Räumung des Flusses in soweit verpflichtet, als es zur Beschaffung der Vorfluth nothwendig ist.

§ 8. Die Eigenthümer eines Privatflusses, sowie die Uferbesitzer, Stauungs- oder Leitungsberechtigten können nur durch landesherrliche Entscheidung verpflichtet werden, den Gebrauch des Flusses zum Holzflößen einem Jeden zu gestatten.

II. ABSCHNITT.

Nähere Bestimmungen der Rechte der Uferbesitzer.

§ 13. Das dem Uferbesitzer nach § 1 zustehende Recht zur Benutzung des vorüberfließenden Wassers unterliegt der Beschränkung, dass

1. kein Rückstau über die Grenzen des eigenen Grundstücks hinaus und keine Ueberschwemmung oder Versumpfung fremder Grundstücke verursacht werden darf, und
2. das abgeleitete Wasser in das ursprüngliche Bett des Flusses zurückgeleitet werden muss, bevor dieser das Ufer eines fremden Grundstückes berührt.

Sind mehrere aneinander grenzende Uferbesitzer über eine Anlage einverstanden, so werden die Grundstücke derselben, bei Anwendung der vorstehenden Beschränkung, als ein einziges Grundstück angesehen.

§ 14. Gehören die gegenüberliegenden Ufer verschiedenen Besitzern, so hat ein Jeder von beiden ein Recht auf Benutzung der Hälfte des Wassers (§ 27).

§ 15. Wenn bei der Ausführung einer Bewässerungsanlage ein öffentliches Interesse, wie das der Schifffahrt etc. gefährdet, oder den unterhalb liegenden Einwohnern der nothwendige Bedarf an Wasser auf eine Weise entzogen würde, dass daraus ein Nothstand für ihre Wirthschaft zu besorgen wäre, so ist die Regierung nach vollständiger, unter Ziehung der Betheiligten erfolgter Erörterung befugt, die Ableitung des Wassers in geeigneter Weise zu beschränken.

§ 16. Gegen Anlagen, welche der Uferbesitzer zur Benutzung des Wassers in Gemässheit des ihm nach §§ 1 und 13 zustehenden Rechtes unternimmt, kommt den Besitzern der bei Publicationen des gegenwärtigen Gesetzes rechtmässig bestehenden Mühlen und andern Triebwerken ein Widerspruchsrecht zu, wenn dadurch

- a) ein auf speciellem Rechtstitel beruhendes Recht zur ausschliesslichen Benutzung des ganzen Wassers oder eines bestimmten Theiles desselben ($\frac{1}{4}$, $\frac{1}{3}$ etc.) beeinträchtigt, oder
- b) das zum Betriebe in dem bisherigen Umfange nothwendige Wasser entzogen wird.

§ 19. Einer polizeilichen Erlaubniss bedarf der Uferbesitzer zu solchen Bewässerungsanlagen nicht, er ist dagegen befugt, die Vermittlung der Polizeibehörde in Anspruch zu nehmen,

1. wenn er sich darüber Sicherheit verschaffen will, welche Widerspruchsrechte oder Entschädigungsansprüche in Beziehung auf die von ihm beabsichtigten oder schon getroffenen Verfügungen
 - a) über das zu Bewässerungen zu verwendende Wasser,
 - b) über die zu bewässernden, ihm zugehörigen Grundstücke,

c) über denjenigen Theil, sowohl eigener als fremder Grundstücke, welcher zu den Wasserleitungen dienen soll, stattfinden;

2. wenn er zur Ausführung neuer, oder zur Erhaltung bereits ausgeführter Bewässerungen verlangt, dass ein Anderer ihm ein Recht einräume, oder sich die Einschränkung eines Rechtes gefallen lasse, welches einen Widerspruch gegen die Anlage begründen würde.

§ 24. Zu den im § 19 Nr. 2 bezeichneten Zwecken kann die Vermittlung der Polizeibehörde nur in Anspruch genommen werden in Fällen eines überwiegenden Landescultur-Interesses und unter der Verpflichtung zu vollständiger Entschädigung.

§ 25. Unter diesen Bedingungen (§ 24) kann der Unternehmer einer Bewässerungsanlage verlangen, dass ihm

1. zu den erforderlichen Wasserleitungen, insofern er solche auf seinem eigenen Grundstücke nicht herstellen kann, auf fremden Grundstücken ein Servitut eingeräumt,
2. die Benutzung des jenseitigen Ufers zum Anschlusse eines Stauwerkes, sowie
3. eine Ausnahme von der im § 13 Nr. 1 vorgeschriebenen Beschränkung gestattet werde, und dass
4. der Besitzer eines Triebwerks sich eine Beschränkung des ihm zustehenden Rechtes auf Benutzung des Wassers (§§ 16, 17) gefallen lasse.

Unter gleichen Bedingungen (§ 24) kann der Uferbesitzer verlangen, dass ihm

5. gestattet werde, sein Recht auf Benutzung des Wassers in der §§ 1 und 13 bezeichneten Ausdehnung desselben einem unmittelbar an das Grundstück des Uferbesitzers angrenzenden Grundbesitzer abzutreten.

§ 26. In dem Falle des § 25 zu 1 steht dem Eigenthümer des Grundstückes frei:

- a) sich bei der Anlage und Benutzung der Wasserleitungen gegen verhältnissmäßige Uebernahme der Kosten zu betheiligen, in welchem Falle dann, bei Feststellung des Bewässerungsplanes (§ 42), auch auf sein Interesse zum Zwecke der Bewässerung Rücksicht zu nehmen ist, oder

b) anstatt Einräumung einer Servitut, das Eigenthum des zu den Wasserleitungen erforderlichen Bodens dem Unternehmer der Anlage abzutreten, welcher dasselbe zu übernehmen verpflichtet ist. Wenn das ganze Grundstück des Provocaten, oder ein Theil desselben nach Anlage der Wasserleitungen von ihm nicht mehr zweckmässig benutzt werden kann, so ist er befugt, das ganze Grundstück, oder den betreffenden Theil, dessen Umfang die Regierung zu bestimmen hat, dem Provocanten ebenfalls als Eigenthum abzutreten.

§ 27. In dem Falle des § 25 Nr. 2 hat der Besitzer des jenseitigen Ufers die Wahl zwischen vollständiger Entschädigung oder Mitbenutzung des aufgestauten Wassers zur Hälfte. Wählt er ersteres oder erklärt er sich binnen drei Monaten nicht, so verliert er das Recht auf Mitbenutzung des Wassers, wählt er letzteres, so muss er die Hälfte der Kosten des Stauwerks übernehmen.

§ 28. Wenn ein vom Unternehmer der Bewässerungsanlagen beabsichtigter Rückstau (§ 25 Nr. 3) von der Art ist, dass dadurch die Entwässerungsfähigkeit der oberhalb liegenden Ländereien eines Dritten beeinträchtigt wird, so soll bei Beantwortung der Frage, ob ein überwiegendes Landescultur-Interesse bei der Anlage obwaltet, das Interesse der Entwässerung in zweifelhaften Fällen über das der Bewässerung gestellt werden.

§ 29. Wenn in dem Falle des § 25 Nr. 3 durch die Bewässerungsanlage die Versumpfung eines fremden Grundstücks veranlasst wird, so ist der Eigenthümer befugt, statt seines Anspruches auf vollständige Entschädigung (§ 45) das Eigenthum des ganzen versumpften Grundstücks oder desjenigen Theiles, der durch die Versumpfung betroffen wird, dem Unternehmer der Anlage abzutreten, welcher dasselbe zu übernehmen verbunden ist.

§ 35. Wird die Benutzung des jenseitigen Ufers zum Anschluss eines Stauwerks verlangt (§ 25 Nr. 2), so ist der Ort zu ermitteln, welcher dem Provocaten am wenigsten nachtheilig und doch zweckentsprechend ist.

§ 38. Die Commissarien sind befugt, die zur Ausführung ihres Auftrags nöthigen Ermittlungen, Vermessungen, Nivellements etc. zu veranlassen. Können diese Vorarbeiten nicht bewirkt werden, ohne fremde Grundstücke zu betreten, so müssen deren Eigenthümer sich solches gegen Vergütung des ihnen dadurch entstehenden Schadens gefallen lassen.

III. ABSCHNITT.

Genossenschaften zu Bewässerungsanlagen.

§ 56. Wenn Unternehmungen zur Benutzung des Wassers, deren Vortheile einer ganzen Gegend zu gute kommen, nur durch ein gemeinsames Wirken zu Stande zu bringen und fortzuführen sind, so können die Betheiligten zu gemeinsamer Anlegung und Unterhaltung der erforderlichen Wasserwerke durch landesherrliche Verordnung verpflichtet und zu besonderen Genossenschaften vereinigt werden.

§ 57. Für jede solche Genossenschaft sollen, nachdem die Betheiligten mit ihren Anträgen und Erinnerungen gehört worden, folgende Punkte durch ein landesherrlich vollzogenes Statut näher bestimmt werden:

- a) der Umfang der gemeinsamen Zwecke und der Plan, nach welchem verfahren werden soll;
- b) die Vertheilung der zur Anlegung und Unterhaltung der Anstalten erforderlichen Beiträge und Leistungen nach dem Verhältnisse der hieraus erwachsenden Vortheile;
- c) die innere Verfassung des Verbandes.

Ist eine Genossenschaft unter freiwilliger Zustimmung aller Betheiligten zu Stande gekommen, so ist der Minister des Innern*) ermächtigt, das vereinbarte Statut zu genehmigen und zur Ausführung bringen zu lassen.

*) Jetzt der Minister für landwirthschaftliche Angelegenheiten.



INHALT.

Einleitung	Seite 1
----------------------	------------

Erster Theil.

Vorerhebungen	4
-------------------------	---

I. Abschnitt.

Die Niederschlagsverhältnisse	5
Durchschnittliche jährliche Regenmengen im Minimum, Mittel und Maximum	5
Vertheilung der Regenmengen	7
Einfluss der Culturen auf die Regenmengen	8
Mittlere Durchschnittszahlen	8
Höchste Niederschläge	10
Witterungsprotokolle	11

II. Abschnitt.

Das Niederschlagsgebiet	13
Grösse	13
Niederschläge	13
Reducirung der Regenmengen	14
Verdunstung	14
Aufsaugung	16
Gletscher und Schneefelder	18
Rückhaltung der Niederschläge	19

III. Abschnitt.

Die Abflussmengen	19
Messung der Abflüsse	20
Abfluss bei Hochwasser	20
Besondere Elementarereignisse	23
Gebirgsbäche	24
Abfuhr der Geschiebe	25
Wildbäche	25
Geschiebegrüssen	26
Schuttkegel	27
Scheinbar consolidirte Bachbette	28

IV. Abschnitt.

Die Beschaffenheit der Bach- und Flussbette	29
Erste Gruppe: Charakter	30
Nöthige Erhebungen	30
Zweite Gruppe: Charakter	30
Nöthige Erhebungen	31
Dritte Gruppe: Charakter	32
Nöthige Erhebungen	32
Besondere Beschreibung der ersten Gruppe	32
Besondere Beschreibung der zweiten Gruppe	34
Besondere Beschreibung der dritten Gruppe	35
Geschiebeführung	36
Geschiebe-Ablagerungen	37
Maximal-Geschwindigkeit bei Intactbleiben der Bette	38
Bestimmung und Aufnahme eines geschlossenen Durchfluss- profils	39
Vorgang beim Fehlen eines geschlossenen Profils	40
Pegelmessungen	41
Pegelanlegung	42

V. Abschnitt.

Die Geschichte des Wasserlaufes	42
Vertrauenserhebungen	42
Falsche Berichte und deren Beurtheilung	44
Werth der Vertrauenserhebungen bei Gebirgs- und Wildbächen	47

VI. Abschnitt.

Die Wasserrechts- und Servitutsverhältnisse	48
Uebersichtliche Zusammenstellung der Vorerhebungen	51

Zweiter Theil.

Berechnung der Durchflussprofile	53
I. Bewegung des Wassers in Canälen und Flüssen	53
A. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit aus dem Gefälle und dem Querprofile	54
1. nach de Prony	54
2. nach Eytelwein	55
3. nach Weisbach	56
4. nach Hagen	56
5. nach Humphreys und Abbot	57
6. nach Grebenau	58
7. nach Bazin	59
8. nach Gauckler	61
9. nach Bornemann	63
10. nach Ganguillet und Kutter, einfache Formel	63
" " " " allgemeine Formel	73
11. nach Heinemann	74
Rückblick auf die vorstehenden Formeln	76
B. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit aus der Oberflächen-Geschwindigkeit	77
nach Grebenau	79
nach de Prony	79
nach Exner	80
nach Bazin	80
C. Directe Messung der Geschwindigkeiten	81
Woltmann'scher Flügel nach Sasse	81
" " nach Exner	82
II. Die Bewegung des Wassers in Röhrenleitungen	83
A. Bestimmung der Geschwindigkeiten	83
nach Weisbach	83
nach Zeuner	84
B. Die Relationen zwischen Druckhöhe, Durchmesser und Wassermenge	84
nach Weisbach	85
nach Zeuner	85
Druckhöhenverlust in gekrümmten Röhren	85
Abzweigungen von Rohrleitungen	86

	Seite
III. Die Wassermessung	86
A. Wassermessung in Flüssen	86
B. Die Messung des Abflusses an kleineren Bächen, Canälen und grösseren Kunstgerinnen	91
1. Vollkommene Ueberfälle	
Formel nach Weisbach	91
2. Formel nach Wex	93
3. Ueberfälle mit abgerundeter Kante oder Ueberfallwehren	
Formel nach Eytelwein	94
4. Stauwehren mit und ohne Seitencontraction	
Formeln nach Heinemann	94
5. Ueberfälle mit unvollkommener Contraction	
Formeln nach Weisbach	95
6. Abfluss unter dem Staubrette	
Formel nach Weisbach	95
7. Unvollkommene Ueberfälle	
Formel nach Pestalozzi	96
8. Die Wehrhöhe bei gegebener Stauhöhe zu bestimmen .	96
C. Die Messung durch Seitenöffnungen (Schützen) . .	97
Formeln nach Poncelet	97
1. durch reetanguläre Oeffnungen in verticaler Wand bei Constantbleiben des Wasserspiegels und ruhig stehendem Wasser	97
2. bei Ankommen des Wassers mit nicht unbedeutender Zuflussgeschwindigkeit	98
3. durch reetanguläre Oeffnungen von geringer Höhe . .	98
4. durch kreisförmige Oeffnungen in verticaler Wand	99
5. für geneigte Schützen	99
6. für unvollkommene Contraction	99
7. Ausfluss-Coëfficient nach Wex	99
D. Die Messung kleinerer Wassermengen	101
E. Die Stauung durch Einbauten (Stauhöhe)	102
a) Formel nach Weisbach	102
b) Formel nach Heinemann	102
c) Berechnung für Brücken etc. nach Pestalozzi . . .	103
d) nach Wex	103
F. Die Stauweite	
Formel nach Rühlmann	105

	Seite
IV. Die Dimensionen der Durchflussprofile	106
A. Wasserläufe in künstlichen Gerinnen mit bestimmter constanter oder wenig variabler Durchflussmenge	106
1. Röhrenleitungen	106
Röhrencaliber für Wasserleitungen und Hauptzuleitungscanäle	107
Beispiele hierzu	109
Röhrendurchlässe für Tagwasserableitung und Berieselung	111
Drainirungen durch Röhren und Gräben	112
2. Canäle	114
Bewässerungsanlagen	114
Zu- oder Ableitungscanäle für Teiche, Fabrikanäle und Mühlgerinne	114
Rationellstes Profil eines Gerinnes	115
Schiffahrtscanäle	117
B. Wasserläufe in künstlichen oder natürlichen Gerinnen mit variablen Durchfluss- oder Abflussmengen	119
a) Entwässerungscanäle	121
Beispiel hierzu	121
b) Abzugsgräben	122
c) Bahn- oder Strassengräben	123
d) Entlastungs- und Schutzgräben	123
Beispiel hierzu	124
e) Terrainmulden (Köstlin)	125
f) Kürzere Wasserläufe	127
g) Die Bäche, Flüsse und Ströme	128
Bestimmung der mittleren Tiefe und normalen Breite .	131
h) Die Gebirgsflüsse, die Gebirgs- und Wildbäche	132
Beispiel hierzu	136
Beispiele, allgemeine	138

A n h ä n g e .

Anhang I. Witterungstabelle	145
Anhang II. Wassermessungen, Gotthardbahn-Formular	147
Anhang III. Formular der k. k. Central-Anstalt für Meteorologie	148
Anhang IV. Wasserrechtsgesetze für Oesterreich	149
Anhang V. Wasserrechtsgesetze für Preussen	153



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000294555