STAU BEI FLUSSBRÜCKEN.

BEGRÜNDUNG EINER NEUEN STAUFORMEL

VON

A. HOFMANN,

OBERBAUINSPEKTOR DER KGL. BAYER. STAATSBAHNEN.

STUTTGART
VERLAG VON KONRAD WITTWER
1913.

Druck der Union Deutsche Verlagsgesellschaft in Stuttgart.

STAU BEI FLUSSBRÜCKEN.

„IM EINFACHEN SUCHE DIE WAHRHEIT!“

HERRN PROFESSOR Dr.-Ing. ROBERT WEYRAUCH

ZUGEEIGNET.

Vorwort.

In unserem Zeitalter der Buchschreiberei wird es für jeden Verfasser eines neuen Buches keine müßige Frage sein, ob denn die Zweckmäßigkeit feststeht, den überreichlich besetzten Markt mit einer Neuheit zu beschicken.

Ich habe mir daher reiflich überlegt, welchen Wert für die Mitwelt es haben kann, wenn ich meine in verschiedenen Zeitschriften fast zur Uebergenüge bekanntgegebenen Anschauungen über fraglichen Gegenstand hier noch einmal zusammenfassend vortrage.

Man hat mir gesagt, daß die Zeitschriften nur einen beschränkten Leserkreis finden und daß selbst von diesem einzelne Abhandlungen nicht voll gewürdigt werden, was auch mit meinen eigenen Erfahrungen übereinstimmt.

Wird es aber einem Büchlein von so sprödem Inhalte viel besser ergehen?

Fast möchte ich besorgen, daß mir hiermit noch herbere Enttäuschungen bereitet werden, so daß es wohl für mich am zweckmäßigsten wäre, die Hinausgabe dieser Druckschrift zu unterlassen. Anderseits möchte ich doch das Mögliche tun, um meine Meinung über die in den Lehrbüchern entschieden noch nicht genügend erörterte Frage des Staues bei Flußbrücken weiteren Kreisen darzulegen, um mehr Anhänger für die neue Anschauung zu gewinnen, die freilich fast alle bisherigen Sätze der Wasserbewegungslehre umstürzt.

Ein Wasserbaumann ersten Ranges hat mir ja gerade dieserwegen seine Bedenken geäußert und gemeint, daß die ganze alte Lehre wertlos wäre, wenn meine Annahmen zuträfen. Ein Grund für ihre Haltlosigkeit könnte aber aus diesem Zutreffen keineswegs gefolgert werden, und wenn ich keinen Anstand nehme zu behaupten, daß die alten Stauformeln sämtlich unrichtig sind, so will ich doch nicht so weit gehen, sie für gänzlich unbrauchbar zu erklären.

Der Mensch nähert sich nur schrittweise der Wahrheit, und ein kräftiges Sprichwort sagt: „Die durch den Irrtum zur Wahrheit reisen, sind die Weisen, die bei dem Irrtum verharren, sind die Narren."

Ich will mir entfernt nicht anmaßen, ein Weiser zu sein, spüre aber auch keine Lust, zu den Narren gezählt zu werden.

Ich habe ja das Zeugnis anderer tüchtiger Wasserbauleute für mich, daß die alten Stauformeln unzulänglich sind, daß die großen Unterschiede ihrer Ergebnisse Humbug sind und daß meine Annahmen einen Fortschritt bedeuten.

Wer meine Darlegungen unbefangen verfolgen wird, muß wohl diesen Urteilen beipflichten.

So ziehe denn hin, mein Büchlein, erwirb dir solche Freunde und besänftige die grimmigen Gegner!

München, Pfingsten 1912.

A. Hofmann.

Inhaltsverzeichnis.

Nachtrag.

Auf Seite 16 Zeile 7 von unten muß es statt über dem Unterwasserspiegel „über der Sohle" heißen.

Auf Seite 17 Zeile 13 von unten muß es statt $\iota = 0{,}00172$ „$\iota = 0{,}00472$" heißen.

Dubuat hat erkannt, daß in der Ueberfallformel $\frac{v_0^2}{2g}$ unrichtig ist, es daher vernachlässigt und die Nachsaugezahl $\mu = 0{,}67$ eingeführt. Selbstredend müßte eine solche Zahl > 1 sein.

Der Verfasser.

1. Einleitung.

Wenn man in einer schwierigen Sache, wie offenbar die Berechnung des Aufstaues von Wasser eine ist, genauer auf den Grund sehen will, so darf man nicht mit dem verwickeltsten Falle beginnen, um dafür das allgemein gültige Gesetz nachzuweisen, sondern man muß im Gegenteile den allereinfachsten Fall vornehmen und hierfür die Gesetzmäßigkeit suchen und darf vollauf befriedigt sein, wenn nur dies gelingt.

Die weitere Bestimmung des gesetzmäßigen Zusammenhanges der Maßgrößen bei verwickelter Lage der Verhältnisse hat erst in zweiter Linie zu erfolgen, soferne eine solche überhaupt nötig erscheint; denn es könnte ja auch die Anwendung des für die einfache Sachlage ermittelten Verfahrens auf weniger einfach gelagerte Verhältnisse zweckmäßiger sein, als das tiefere Eindringen in die Verwicklungen selbst. Gerade beim Aufstau von Flüssen, wo man so viele nur annähernd richtige Annahmen in Kauf nehmen muß, wird es nur geringen Wert haben, allzu peinlich vorzugehen, womit jedoch nicht gesagt sein soll, daß man hier als fehlerhaft erkannte Voraussetzungen beibehalten darf, sobald sich hierfür ein besserer Ersatz vorfindet. Von diesen Gesichtspunkten ausgehend will ich sogleich feststellen, daß für alle bei den Stauuntersuchungen vorkommenden Rechnungen mit bestimmten Zahlen die Anwendung des gewöhnlichen Rechenschiebers genügt und bei der Berechnung der Längen ein Dezimeter im allgemeinen keine große Rolle spielen darf, wenn auch kleine Längen, wie Stauhöhen, Geschwindigkeiten u. dergl. selbstredend so genau zu bestimmen sind, als es eben das genannte Hilfsmittel zuläßt.

Zu den Untersuchungen ist mehrfach die Buchstabenrechnung heranzuziehen. Hierfür sei festgehalten, daß, soweit es nicht ausdrücklich anders bemerkt wird, die räumlichen Maße mit dem Meter als Längeneinheit durch kleine lateinische Buchstaben, die Kräfte mit der Tonne als Einheit durch kleine deutsche Buchstaben, die Zeiten mit der Sekunde als Einheit durch große lateinische Buchstaben und die unbenannten Größen durch kleine griechische Buchstaben bezeichnet sein sollen.

Durch die in Tiefstellung erfolgende Beifügung eines kleinen lateinischen Buchstabens oder einer Ziffer soll das besondere Verhältnis der betreffenden Maßgröße gekennzeichnet sein. Die in Hochstellung betätigte Beisetzung eines Striches zu einer Maßgröße soll andeuten, daß diese Größe nach einem anderweitigen Verfahren nur mit einem Teile ihres ursprünglichen Wertes in Ansatz gebracht wird.

Auf mathematische Entwicklungen werde ich mich nur soweit einlassen, als zum Verständnis der Sache nötig ist. Von Zeichnungen nehme ich Umgang, weil ich eine ausführliche Erklärung der einzelnen Gebilde für hinlänglich erachte.

2. Grundlagen.

Zur Berechnung des Staues einer Flußbrücke muß man vor allem die Wassermenge des Flusses und die von ihr im ungestauten Zustande eingenommene Querschnittsfläche, den sog. benetzten Querschnitt, kennen. Gewöhnlich sind die Stauberechnungen für den höchsten Wasserstand anzustellen. Hierfür kennt man häufig kaum die Wasserspiegelhöhe, noch weniger die Wassermenge genügend genau. In der Regel wird nicht viel anderes erübrigen, als in einer geeigneten, d. h. tunlichst regelmäßigen, der Brückenbaustelle benachbarten Flußstrecke den Verlauf des Höchstwassers so gut als möglich zu erheben, daselbst mehrere Flußquerschnitte aufzunehmen und die Wassermenge mittels einer Geschwindigkeitsformel zu berechnen. Wenn die Brücke selbst in eine solche regelmäßige Flußstrecke trifft, so hat man damit die für den Stau in Betracht kommende Unterwasserhöhe. Andernfalls muß man diese Höhe für die Brückenbaustelle besonders ermitteln.

Die gewöhnlichen Geschwindigkeitsformeln, woran kein Mangel besteht, sind für gleichförmige Bewegung des Wassers aufgestellt. Eine solche besteht nur, wenn die aufeinanderfolgenden Flußquerschnitte nach Form und Ausdehnung nicht oder sehr wenig voneinander verschieden sind, was man also bei der Auswahl der Meßstrecke nicht außer acht lassen darf. Welche Formel man dann auch verwendet, so hat man dieselbe in der Regel über den ganzen Fluß auszudehnen, darf also nicht ohne weiteres dieselbe Formel auf einzelne, verschieden tiefe Teile des Flusses anwenden.

Eine solche Abteilung des Flusses ist nur bei den Formeln mit Rauhigkeitszahlen statthaft. Nach Ansicht der Verfasser dieser Formeln sollten diese Rauhigkeitszahlen nur von der Beschaffenheit des Flußbettes abhängen. So soll nach Ganguillet und Kutter die Rauhigkeit für Kanäle in Erde, Bäche, Flüsse 0,025, für Gewässer mit grobem Schotter und Geschieben 0,03 sein. In dieser Allgemeinheit sind diese Zahlen kaum richtig. Der Widerstand, den das Wasser findet, hängt in der Hauptsache von seiner Geschwindigkeit ab, bzw. nimmt unter sonst gleichen Verhältnissen mit der Geschwindigkeit zu, und diese wächst mit der Tiefe des Wassers. Wenn man daher einen Fluß im Hochwasserzustand betrachtet, so muß man bei Abteilung desselben nach dem Tiefenunterschiede für den Hauptschlauch eine größere Rauhigkeitszahl anwenden, als für das Ueberflutbett. In ersterem ist ja offenbar der Umfang auch rauher, in ihm werden hauptsächlich die Geschiebe bewegt. Die Verzögerung des Wassers im Ueberflutbette hat ihren Hauptgrund in der Abnahme der Tiefe und nicht in der etwa vorhandenen Bestockung des Geländes. Daß sich dies tatsächlich so verhält, davon habe ich mich mehrfach durch Vergleichsberechnungen überzeugt. Die in Bayern übliche Anwendung der Rauhigkeitszahl 0,025 für den Hauptschlauch und 0,03 für die Seitenteile des Flusses ist also nicht richtig. Uebrigens enthalten die neueren Geschwindigkeitsformeln keine Rauhigkeitszahlen mehr. Alle Formeln aber, sowohl die alten wie die neuen, sind auf Messungen aufgebaut, die sich über ganze Flüsse erstreckt haben. Es wäre also eine Willkür, die so gefundenen Formeln für einzelne Flußteile gebrauchen zu wollen. Dies gilt auch für die Formel von Matakiewicz, wie ich an einem Beispiele zeigen will. An einer Stelle, wo sich ein etwa um die Hälfte kleinerer Fluß mit einem größeren vereinigt, war für letzteren die Hochwassermenge zu 900 cbm von der Flußbaubehörde angegeben worden. Für den kleineren, etwas vorauseilenden Fluß war nach Bazin eine Hochwassermenge von 440 cbm berechnet worden. Die mit 1300 cbm angestellte Stauberechnung an einer Brücke über den Gesamtfluß stimmte gut zur Beobachtung. Die Berechnung des Hochwassers an der Brückenstelle nach Bazin im ganzen ergab 1325 cbm, nach Matakiewicz 1290 cbm bei einer mittleren Tiefe von 1,415 m. Bei Anwendung der letzteren Formel auf drei Teile des Flusses mit mittleren Tiefen von 0,652 m, 2,720 m und 5,757 m ergab sich aber eine Wassermenge von 1718 cbm! Man kann auch finden, wenn man kleinere Flüsse, auf welche die Geschwindigkeitsformeln bestimmt nur im ganzen angewandt werden dürfen, trotzdem mit Abteilung nach den verschiedenen Tiefen behandelt, daß dann in einem Teile mehr Wasser fließen würde, wie im ganzen Flusse.

Wenn ich nun einen Rat erteilen sollte, welche von den zahlreichen Geschwindigkeitsformeln am vorteilhaftesten zu verwenden wäre, so käme ich in Verlegenheit, da ich noch keine Formel finden konnte, die unter verschiedenen Verhältnissen immer ein gleichmäßiges Verhalten gezeigt hätte. Siedeck hat im Jahrgange 1901 der Zeitschrift des Oesterr. Ing. u. Arch.-Vereins seine Formel begründet und an einer Unmenge von Vergleichsbeispielen gezeigt, daß ihre Ergebnisse manchmal sehr gut, manchmal aber auch sehr schlecht mit den Messungsergebnissen übereinstimmen. Er hat aber die Abweichungen in wirklicher statt in verhältnismäßiger Größe angegeben, so daß die Fehler nicht so auffallend sind.

Ich habe mich die Mühe nicht verdrießen lassen, auf 125 Beispiele der Siedeckschen Zusammenstellung die Formel von Matakiewicz anzuwenden. Dabei fand ich Abweichungen von — 33 % bis + 209 % des Messungsergebnisses. Die mittlere Abweichung betrug + 31 %, und nur in 37 % aller Fälle betrug die Abweichung höchstens ± 10 %. Aehnliche Erfahrungen, allerdings bei einer geringeren Anzahl von Vergleichsrechnungen, habe ich auch mit den Formeln von Lindboe und Bazin gemacht. Ich denke, daß die übrigen Formeln kaum ein wesentlich besseres Verhalten zeigen werden.

Dieser Mißerfolg mag zum Teil auf die Mangelhaftigkeit der Messungen zurückzuführen sein. So sind beispielsweise in dem Werke „Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz“ Messungen angeführt, bei denen an den Meßstellen die Bedingungen für eine gleichförmige Wasserbewegung fast gar nicht gegeben waren.

Es hatte jedenfalls nur geringen Wert, daß dann gerade mit diesen Messungen das gute Verhalten der Ganguillet-Kutterschen Formel, die für eine Aenderung der kleinen Rauhigkeitszahlen sehr empfindlich ist, nachgewiesen werden wollte. Bei allen Formeln mit solchen Zahlen ist der Willkür entschieden zu viel Raum gewährt. Deshalb verdienen die Bestrebungen der jüngeren Wasserbauleute, die Rauhigkeitszahlen auszuschalten, wohl Beachtung. Der Erfolg ist aber bisher noch gering. Namentlich fehlt es noch an einigermaßen zuverlässigen Formeln, mittels deren man die mittlere Geschwindigkeit in einzelnen Teilen eines Flusses von ungleicher Tiefe bestimmen könnte, was für die hinlänglich genaue Durchführung der Stauberechnungen sehr wertvoll wäre. Zu diesem Zwecke wird man daher vorläufig noch auf die älteren Formeln mit Rauhigkeitszahlen zurückgreifen müssen.

Die Ursachen des Mißerfolges aller Geschwindigkeitsformeln werden vielleicht aus den im nächsten Abschnitte folgenden Erörterungen erkennbar sein. Inwieweit die Messungen bisher mitgewirkt haben, kann ich mangels Kenntnis derselben nicht beurteilen. Soviel ich einzelnen Andeutungen entnehmen zu können glaube, haben die Verfasser der Formeln manchmal aus der Versuchsreihe die ihnen nicht recht passenden Ergebnisse als unzuverlässig einfach ausgeschaltet. Dies scheint mir ein unwissenschaftliches Vorgehen. Die Messungen wurden wohl größtenteils mittels sog. Flügel betätigt. Die Festzahlen solcher Geräte werden in der Regel in der Weise bestimmt, daß der Flügel mit einer bestimmten Geschwindigkeit durch stehendes Wasser geführt wird. Es ist noch nicht erwiesen, daß man auf solche Weise dieselbe Anzahl von Umdrehungen erhalten muß, als wenn der Flügel feststeht und das Wasser sich mit derselben Geschwindigkeit bewegt. Man denke noch daran, wie viele Messungen in einem großen Flusse nötig sind, um aus denselben die mittlere Geschwindigkeit einigermaßen zutreffend abzuleiten, und wie selten die Gelegenheit gegeben sein wird, ein Höchstwasser in dieser Weise zu messen. So große Wasserstände treten in der Regel selten, dann aber nicht vereinzelt, sondern in ziemlich ausgedehnten Gebieten auf. Damit sind meistens starke Verheerungen verknüpft, durch welche die Aufmerksamkeit der Wasserbaubehörden von der jedenfalls auch sehr wichtigen Aufgabe der Hochwassermessung, ja selbst der Aufnahme der maßgebenden Wasserhöhen abgelenkt wird. Solche Höchstwässer führen auch ungleich mehr Fremdkörper mit sich als kleinere Wasserabgänge, bei welchen eine zuverlässige Messung eher gelingen mag. Nun ist es jedenfalls eine höchst unsichere Sache, vom Kleinen auf das Große zu schließen, weil die Beobachtungs- und Annahmefehler in verstärktem Maße übertragen werden können, und derartige, freilich vielfach übliche Schlüsse sind noch unsicherer, wenn sich mit der Steigerung der Wassermenge auch die auf die Wassergeschwindigkeit Einfluß übenden Verhältnisse wesentlich ändern. Wo dies nicht der Fall ist, kann die Formel $v = \lambda t \sqrt{\iota}$, worin v die mittlere Geschwindigkeit, λ eine Festzahl, t die mittlere Tiefe und ι das Sinusgefälle des Wasserspiegels bedeutet, gute Dienste leisten, wenn auch eine mehrfach von Maßgrößen abhängige Gleichung genauer sein würde.

Die folgenden der Siedeckschen Zusammenstellung entnommenen Beispiele betreffen vermutlich dieselbe Flußstelle, wenn dies auch daselbst nicht ausdrücklich angegeben ist. Bei einzelnen Flüssen ist λ nahezu ein Festwert, bei anderen schwankt es bedeutender, was die betreffende Messung etwas verdächtig macht. Im ganzen ist λ kein bestimmter Festwert, sondern scheint von der Eigenart des Flusses abhängig zu sein. Wahrscheinlich müßten in der Formel noch andere Maßzahlen erscheinen. Ob zu diesen die Wasserspiegelbreite b als besonders wichtig mitzählt, möchte ich fast bezweifeln.

Ich habe, um dies beurteilen zu können, auch die Werte b und $\frac{t}{b}$ beigefügt.

Fluß	v	t	ι	λ	b	$\frac{t}{b}$
Kocher . .	0,60	0,59	0,00183	23,8	27,95	0,0211
„	2,05	2,00	„	24,0	38,1	0,0525
Laibach . .	1,104	2,08	0,00055	22,7	27,7	0,0751
„	1,407	2,49	0,00057	23,7	29,0	0,0860
Mulde . .	1,112	1,938	0,00049	25,9	77,9	0,0249
„	1,200	2,103	„	25,8	78,7	0,0268
„	1,413	2,417	„	26,4	79,8	0,0303
„	1,507	2,592	„	26,3	80,37	0,0323
Inn . . .	1,464	1,287	0,00121	32,6	113,0	0,0114
„	2,122	2,305	0,001172	27,0	120,0	0,0192
„	2,329	2,820	0,001156	24,3	121,8	0,0240
Mur . . .	1,360	0,840	0,00261	31,8	52,5	0,0259
„	2,010	1,470	0,00267	26,5	56,15	0,0262
Donau . .	1,69	2,39	0,00055	30,2	286,5	0,0083
„	1,94	3,28	„	25,3	290,0	0,0113
Wolga . .	0,594	4,661	0,000026	24,9	1119,0	0,0042
„	0,619	4,894	„	24,8	1162,6	0,0042

Die Formel $v = \lambda t \sqrt{\iota}$ ist räumlich betrachtet nicht ganz einwandfrei, weil in λ der Ausdruck $\sqrt{2g}$, worin g die Beschleunigung der Schwere bedeutet, versteckt ist. Es müßte daher im Nenner noch eine Quadratwurzel aus einer Länge erscheinen. Trotz dieses Mangels kann man in dieser Weise von einem kleineren auf ein größeres Hochwasser mit einiger Wahrscheinlichkeit schließen. Ich will aber die Formel späterhin nur zur annähernden Bestimmung des Oberwassergefälles benutzen.

Vorerst handelt es sich noch um die Aufgabe, die Höchstwassermenge tunlichst genau zu ermitteln.

Hierzu können manchmal auch Aufschlüsse der Flußbaubehörden dienlich sein, die aber mit einer gewissen Vorsicht aufzunehmen sind. Es ist schon vorgekommen, daß ein und dieselbe Behörde für das nämliche Gewässer sehr verschiedene, ja bis um 100 % abweichende Angaben gemacht hat. Das scheinbar so naheliegende Mittel, die Wassermenge aus dem Stau bestehender Brücken abzuleiten, versagt meistens, weil es an den nötigen Aufnahmen mangelt. Selbstredend müßte man hierfür auch die richtige Stauformel anwenden, bzw. mit einer der alten Stauformeln könnte man nur ganz zufällig die richtige Wassermenge erhalten, was durch Berechnungen nach Rühlmann schon erwiesen ist. Eine Ueberprüfung der berechneten Wassermenge ist noch in der Weise möglich, daß man die größte Abflußmenge aus der größten Regenmenge bestimmt. Wie heikel diese Berechnungsart ist, geht schon daraus hervor, daß in vielen Fällen der Schnee mitmaßgebend für die Herbeiführung eines Höchstwassers ist.

Für die Schweiz hat Lauterburg eine anerkannt gute, sehr in die Einzelheiten gehende derartige Formel aufgestellt. Hat man hiernach schon ziemlich freie Hand bei der Annahme der von den Geländeverhältnissen abhängigen Festzahlen, so ist es doch auch sehr unsicher, diese Werte einfach auf andere Länder zu übertragen, obgleich vielleicht die Abminderung der Abflußmenge im Verhältnis zur Abnahme der größten täglichen Regenhöhe ziemlich zutreffen mag. Jedenfalls ist diese Formel zuverlässiger als die in Bayern gebrauchte von Specht, wonach $q = q_r \left(0{,}2 + \frac{0{,}8}{\sqrt{T}}\right)$ sein soll, wenn q die in der Zeiteinheit vom Quadratkilometer des Niederschlagsgebietes abfließende Wassermenge in Kubikmeter, q_r die in derselben Zeit auf die gleiche Fläche fallende größte Regenmenge und T die Zeit in Stunden ist, welche das Wasser benötigt, um an der Meßstelle seinen höchsten Stand zu erreichen, die man auch als Anlaufzeit der Flutwelle bezeichnet hat. T soll in dieser Formel nicht kleiner als 1 sein. Schon hierin zeigt sich die Unzuverlässigkeit der Formel, weil sich Naturvorgänge nicht an willkürlich gewählte Zeitgrenzen binden lassen. Aber selbst mit T = 1 müßte ja die ganze Regenmenge zum Abflusse gelangen, während sicher ein sehr beträchtlicher Teil des Niederschlags durch Versickerung, Verdunstung, Tümpelbildung und Aufnahme in Pflanzen zurückgehalten wird. Wenn sonach Specht mit der Aufstellung dieser Formel keine besonders glückliche Hand gehabt hat, so sind doch seine im Jahrgange 1905 der Deutschen Bauzeitung zur Sache gegebenen Anregungen sehr beachtenswert, die in der Hauptsache darauf hinausgehen, daß man nicht nur die Größe und Bodenbeschaffenheit, sondern auch die Form des Regengebietes zu berücksichtigen hat. Dabei kommt man aber neuerdings in Schwierigkeiten, indem man auf die Abteilung des Niederschlagsgebietes in Täler eingehen muß. Laufen z. B. nächst der Meßstelle zwei nahezu gleich lange und große Haupttäler zusammen, so ist es möglich, daß ein ausschlaggebender Regen sich nur über eines derselben oder auch über beide — zugleich oder in einer gewissen Zeitfolge — erstreckt. Noch verwickelter wird die Sache, wenn die Haupttäler nicht gleichartig sind. Es ist daher bei derartigen Berechnungen ein ziemlich weiter Spielraum für die Annahmen gewährt, was ihre Zuverlässigkeit natürlich beeinflussen muß. Immerhin ist es rätlich, bei größeren Niederschlagsgebieten neben der Berechnung aus der ganzen Fläche auch eine solche aus den Flächen der Haupttäler zu machen, wobei eine etwa anzunehmende Voreilung des einen Talwassers zu berücksichtigen wäre.

Für kleinere Regengebiete kann meine Formel

$$q = \frac{66 . 67}{3 + \frac{2}{9} l \frac{l + 21}{l + 1}} \psi$$

Anwendung finden. Es bedeutet hier l die Länge des Haupttales oberhalb der Meßstelle in Kilometer und ψ ist die Rückhaltzahl, die von der Bodenbeschaffenheit abhängig ist und im allgemeinen zwischen $^2/_3$ und $^1/_3$ liegt. Ist das Gelände stark bewaldet, so ist die Rückhaltzahl noch im Verhältnis $1 - 0{,}4 \frac{f_w}{f_r}$ zu vermindern, worin f_w der bewaldete Teil des Niederschlagsgebietes f_r ist.

Meiner Formel liegt der Gedanke zugrunde, daß die Geschwindigkeit des Hochwassers mit der Tallänge abnimmt, wie anderseits die Regenstärke mit der Dauer des Niederschlages sich vermindert.

Die Hochflut wird aber eintreten, wenn der ausschlaggebende Regen so lange andauert, als das Wasser Zeit zum Durchfließen des Tales bis zur Meßstelle gebraucht. Ich setze die mittlere Geschwindigkeit des Hochwassers in Stundenkilometern $v = 9 \frac{l + 1}{l + 21}$ und die größte stündliche Regenhöhe in Metern $h = \frac{0{,}24}{3 + 2 T_r}$, worin T_r die Dauer des Regens in Stunden ist. Derartige Regenmengen wurden im bayerischen Hügelland bereits beobachtet, wo auch schon ein Abfluß von 14 cbm vom Quadratkilometer in der Sekunde bei etwa einstündiger Anlaufzeit der Flutwelle gemessen worden sein soll. Für eine unbewaldete, sehr wenig durchlässige Niederschlagsfläche erhält man auf diese Weise mit $\psi = {}^2/_3$

bei einer Tallänge von . .	0	1	2	4	8	12	16 km
einen Abfluß vom Quadratkilometer von	14,8	13,3	11,9	9,9	7,2	5,6	4,6 cbm.

Das sind sicher ganz ungewöhnlich große Niederschläge, die verwüstend auftreten und glücklicherweise nur sehr selten vorkommen.

In Sachsen, wo die Verhältnisse vom bayerischen Hügelland nicht sehr verschieden sein werden, hat man für ähnliche Niederschlagsgebiete

bei einer Tallänge von	1	2	4	8	12	16 km
einen Abfluß vom Quadratkilometer von	8	7	6	4	3	2 cbm

angenommen, was auf meine Formel bezogen etwa einem Rückhalte von $^2/_3$ des Regens ($\psi = {}^1/_3$) entsprechen würde. Auch diese Zahlen sind noch ziemlich groß.

Die sonst noch in Bayern angewandten Formeln liefern keine Höchstwassermengen, sondern Wassermengen, wie sie ungefähr den häufiger wiederkehrenden mittleren Hochfluten entsprechen. Es sind dies die Formeln:

$$q = \frac{\rho}{\sqrt[3]{1+f_r}}\left(1 - 0{,}4\,\frac{f_w}{f_r}\right), \text{ worin } \rho = \begin{cases} 3{,}0 \\ 3{,}75 \\ 4{,}5 \end{cases} \text{für Talgefälle} \begin{cases} < 0{,}5\,\% \\ 0{,}5\text{—}2\,\% \\ > 2\,\% \end{cases}$$

ist. Ferner $q = 4{,}2\, n_1 \,.\, n_2 \,.\, n_3 \,.\, n_4$, worin n_1 von der Tallänge, n_2 von der Bewaldung, n_3 von der Steilheit und n_4 von der Durchlässigkeit des Geländes abhängig ist (siehe „Hydraulisches Rechnen“ von Prof. Dr.-Ing. R. Weyrauch, 2. Aufl., Stuttgart 1912, S. 190). Erstere Formel soll für Regengebiete bis zu 200 qkm Fläche, letztere bis zu 10 km Tallänge anwendbar sein. Sie liefern äußerstens einen Abfluß von 4,5 bzw. 4,2 cbm vom Quadratkilometer. Man geht hiernach bei kleineren Regengebieten mit derartigen Berechnungen ziemlich unsicher, was um so bedauerlicher ist, als gerade hier die sonstigen Erhebungen häufiger auf Schwierigkeiten stoßen als bei größeren Flußgebieten.

Eine andere Frage ist es, ob man bei den Brücken über kleinere Wasserläufe eine größere Unsicherheit zulassen darf. Die Beantwortung dieser Frage fällt aber nicht unter die mir vorgesetzte Aufgabe.

Wenn man nach dem Obigen bei der Ermittlung der Höchstwassermenge Fehler von $\pm$ 20 % bestimmt in Kauf nehmen muß, so hat es keinen Sinn, von den Stauberechnungen eine größere Genauigkeit zu verlangen. Doch darf man sich durch solche Erwägungen nicht verführen lassen, etwa aus Bequemlichkeit auf die Anwendung der besten Stauformel zu verzichten, weil sich sonst leicht die Fehler häufen könnten.

Nun kann es sich leicht ereignen, daß die Brücke, für welche man die Stauberechnung anzufertigen hat, nicht in eine regelmäßige Flußstrecke trifft. Diesfalls muß man den Wasserstand an der Baustelle so gut wie möglich festzustellen suchen. Dabei wird unter Umständen nichts anderes erübrigen, als daß man auf die unregelmäßige Strecke die Geschwindigkeitsformeln für gleichförmige Wasserbewegung anwendet; denn brauchbare Formeln zur Berechnung der Geschwindigkeit an irgendeiner Stelle eines unregelmäßigen Flusses gibt es überhaupt noch nicht. Vielleicht kann sich gerade hierfür einmal meine Stauformel eignen, da wenigstens ihre Ab-leitung aus der Betrachtung der ungleichförmigen Bewegung des Wassers hervorgegangen ist.

Kennt man die Höchstwassermenge und die von ihr an der Brückenbaustelle in ungestautem Zustande eingenommene Querschnittsfläche, so handelt es sich noch darum, die von der Brücke nicht verdrängten Teile dieser Fläche richtig zu bestimmen. Hierfür ist die Wasserspiegellinie des ungestauten Wassers maßgebend. Von den unter ihr befindlichen Lichtflächen der Brücke dürfen so wenig wie im freien Flusse alle in Kürze wieder verlaufenden Erweiterungen des Flußbettes, ob sie nun nach der Seite oder nach der Tiefe stattfinden, nicht als wirksam für den Durchfluß angesehen werden. Wenn derartige Abgrabungen erst gelegentlich des Brückenbaues hergestellt werden, so ist zu untersuchen, ob sie im freien Flusse wie Durchstiche wirken würden, also den Weg wenigstens eines Teiles des Hochwassers abkürzen würden. Solchenfalls ergäbe sich eine Senkung des Wasserspiegels, mit der dann weiter zu rechnen wäre. Alle anderen natürlichen oder künstlichen Erweiterungen des Flußbettes sind weder auf das ungestaute noch auf das gestaute Wasser von beschleunigendem Einflusse. Sie können indessen insofern zweckmäßig sein, als sie einen gewissen Schutz gegen die Angriffe des eigentlich fließenden Wasserteiles bilden. Ganz ruhig steht nämlich das Wasser in solchen Erweiterungen auch nicht, es wird vielmehr gerade durch das andere Wasser zum Teil mitgerissen. Hierzu wird eine gewisse Arbeit verbraucht, die aber kaum zahlenmäßig zum Ausdruck gebracht werden kann. Die hierdurch entstehende Verzögerung der Hauptmasse des Wassers ist jedenfalls so unbedeutend, daß sie bei den übrigen Arbeitsvorgängen ganz in den Hintergrund tritt. Ich wiederhole also, daß die sog. Ausschlitzungen in den Brückenöffnungen bei der Bemessung der Durchflußflächen nicht zu berücksichtigen sind. Dieser Grundsatz hat sich bei Stauvergleichsrechnungen immer bewährt. Ich werde übrigens auf ihn im übernächsten Abschnitte bei der Besprechung des Ueberfallwehres zurückkommen. Bei schrägen Brücken hat man selbstredend die kleinsten Querschnitte in Betracht zu ziehen.

3. Gleichförmige Bewegung des Wassers.

Es handelt sich hier um die Bewegung des Wassers in einem offenen Gerinne. Als solches werde ein ganz regelmäßiger Flußlauf angenommen. Sein Querschnitt habe eine wagrechte Sohlenlinie und sei zu der in ihrer Mitte senkrecht errichteten Flußachse spiegelbildgleich verteilt. Der Fluß sei ferner gerade und seine Sohle eine schwach geneigte Ebene. Der Querschnitt sei an jeder Flußstelle sowohl in räumlicher Hinsicht als auch rücksichtlich der Umfangsbeschaffenheit gleich. Kommt in einem solchen Flusse in der Zeiteinheit stetig dieselbe Wassermenge q zum Abflusse, so stellt sich ein nahezu ebener Wasserspiegel ein, der die gleiche Neigung (ι = Sinusgefälle) wie die Sohle hat. Daher sind auch die Wasserspiegelbreite b, der übrige Querschnittsumfang u (sog. benetzter Umfang), die Querschnittsfläche f (sog. benetzter Querschnitt), die mittlere Tiefe $t = \frac{f}{b}$, der Ausdruck $p = \frac{f}{u}$ (sog. Querschnittshalbmesser) und die mittlere Geschwindigkeit $v = \frac{q}{f}$ in jedem Querschnitte dieselben.

Die örtlichen Geschwindigkeiten hingegen sind im allgemeinen unter sich und auch von der mittleren Geschwindigkeit verschieden. Die verhältnismäßig kleinsten Geschwindigkeiten finden am Umfange, also auch an der Oberfläche statt. Vom Umfange weg gegen die Mitte des Querschnittes nimmt die Geschwindigkeit zu. Das Gesetz, nach welchem diese Aenderung stattfindet, ist noch unbekannt. Man weiß nur, daß das Wasser an Fremdkörpern anhaftet und auch in sich selbst einen gewissen Zusammenhang hat, den man ebenfalls einer Anhaftung zuschreibt. Die Außenhaftung scheint die Innenhaftung zu übertreffen. Durch erstere wird die Bewegung des Wassers zunächst in den Teilchen, die den Bettumfang (auch die Luft) berühren, verzögert. Diese Verzögerung wird vermehrt durch die Unebenheiten des benetzten Umfanges, an dessen Vorsprüngen die Wasserteilchen anstoßen, zum Teil zurückprallen, zum Teil seitlich ausweichen und so anderen Teilchen in der Bewegung hinderlich sind. Diese unregelmäßigen Bewegungen erfolgen mehr oder minder wellenmäßig. Die mittleren Wasserteile eilen den äußeren voraus. Der Uebergang von einer Geschwindigkeit in die andere ist aber ein ganz allmählicher. Gleichwohl bedingt er, daß die verschieden schnell fließenden Wasserfäden sich voneinander trennen müssen. Es wird also sowohl die Außen- wie die Innenhaftung überwunden, außerdem erfordert die Ueberwindung der Stöße noch besondere Arbeit. Das Wasser führt ferner Fremdkörper mit sich, teils schwebend, teils an der Sohle gleitend und rollend. Hierdurch wird die Widerstandsarbeit vermehrt. Auf Vermehrung oder Verminderung der Widerstände wirken ferner der Luftdruck, der Wind und die Wärme hin. Alle diese Widerstände zu einem mittleren Widerstand zusammengefaßt in einen gesetzmäßigen Zusammenhang zu den räumlichen und stofflichen Verhältnissen des Flußbettes so zu bringen, daß die gebildete Formel unter allen Umständen ein genauer Ausdruck der mittleren Geschwindigkeit wäre, wird wohl über Menschenkraft hinausgehen. Wenigstens soll sich Galilei, einer der größten Naturforscher aller Zeiten, in diesem Sinne geäußert haben. Bis heute hat man ja auch noch keine einigermaßen zuverlässige Geschwindigkeitsformel aufstellen können. Dadurch, daß man bereits angefangen hat, die Geschwindigkeitsformel für Flüsse von dem Widerstande eines im Meere fahrenden Schiffes abzuleiten, zeigt sich recht deutlich, wie sich die Menschheit mit dieser überschweren Aufgabe unnütz abplagt. Da, wo es auf genaue Bestimmung einer kleineren Wassermenge mehr ankommt, wie bei Kraftwerkanlagen, hat man schon die Flügelmessungen für ungenügend gefunden und die Geschwindigkeit des Wassers durch die Bewegung eines das ganze Gerinne abschließenden Schildes gemessen. Dieses Mittel kann man freilich bei Flüssen nicht anwenden. Man wird hier bei den Flügelmessungen verharren müssen und auf Grund ihrer Ergebnisse Formeln aufbauen.

Offenbar übt die Wassertiefe neben dem Gefälle den größten Einfluß auf die Wasserbewegung, während die Einwirkung des Umfanges mehr in den Hintergrund tritt, obwohl von ihr die Verzögerung in erster Linie herrührt. Man könnte hiernach annehmen, daß in einer richtigen Formel die Größen t, u, b und ι vorkommen müssen. Früher hat man statt t das Verhältnis $\frac{f}{u}$ eingeführt, von dem sich zeigen läßt, daß es für jede offene Querschnittsform zweimal bei ungleichem t im selben Werte möglich ist. So ist z. B. für zwei Rechtecke mit $b = 6$ und $t = 2$ und mit $b = 4$ und $t = 3$ jedesmal $\frac{f}{u} = 1,2$. Es ist nun wenig wahrscheinlich, daß in beiden Fällen $v = \lambda \sqrt{\frac{f}{u} \iota}$ sein kann. Mit ein und derselben mittleren Tiefe dagegen kann man beliebig viele Formänderungen eines Querschnittes ohne Aenderung der Fläche vornehmen. Es ist schwer zu glauben, daß in allen diesen Fällen die mittlere Geschwindigkeit sich nicht ändern wird. Hieraus folgt wohl, daß zu einer genaueren Formel die Berücksichtigung einer Mehrzahl von Maßgrößen in einem solchen Zusammenhange gehört, daß solche Widersprüche nicht möglich sind. Dies haben die sämtlichen Verfasser neuer Geschwindigkeitsformeln nicht berücksichtigt. Die älteren Formeln sind nur eine geringfügige Abänderung der Wasserleitungsformel. Fließt in einer geschlossenen Leitung mit gleichbleibendem Querschnitt unter stetigem Ueberdruck fortgesetzt die gleiche Wassermenge, so leistet die als starr anzusehende Wassersäule vom Querschnitt f und der Länge l mit dem Einheitsgewichte $\mathfrak{g}$ bei der Neigung ι der Leitungsachse auf die Wegeinheit die Bewegungsarbeit $\mathfrak{g}\,f\,l\,\iota$. Nimmt man an, daß die Widerstandsarbeit bei gleichem Wege durch den Ausdruck $\mathfrak{w}\frac{v^2}{2g}ul$ gegeben sei, worin $\mathfrak{w}$ die Widerstandskraft, v die Geschwindigkeit, g die Beschleunigung der Schwere und ul die Umfangsfläche der Wassersäule ist, so erhält man aus der Gleichsetzung der beiden Arbeiten $v = \sqrt{\frac{\mathfrak{g}}{\mathfrak{w}}\,2g\frac{f}{u}\,\iota}$, eine räumlich einwandfreie Gleichung, die mit $\lambda = \sqrt{\frac{\mathfrak{g}}{\mathfrak{w}}\,2g} = 50{,}9$ die Eytelweinsche Formel gibt. Es ist aber durchaus nicht bewiesen, daß der obige Ausdruck der Widerstandsarbeit der Tatsache entspricht. Im Gegenteil besteht wahrscheinlich eine andere Beziehung; denn man mußte λ nochmals von Maßgrößen abhängig annehmen, um eine genügende Uebereinstimmung der Formelergebnisse mit den Messungen zu erzielen. Dabei hat man sich nicht gescheut, die räumliche Einwandfreiheit der Grundformel aufzugeben, und hat ganz unmögliche Gebilde, wie Verbindungen von Zahlen und Längen oder Wurzeln aus Längen eingeführt. Als man dann die Grundformel auch auf offene Gerinne anwandte, wofür sie doch gar nicht mehr paßte, da man hier die Wassersäule nicht mehr als starr betrachten darf, so mußte man natürlich λ wieder ändern. Kutter und Bazin haben λ nochmals von $\sqrt{\frac{f}{u}}$ abhängig gemacht und verschiedene Rauhigkeitszahlen je nach der stofflichen Beschaffenheit des Gerinnes angenommen, Ganguillet führte ι nochmals in den Ausdruck für λ ein, während Heßle von der Anwendung von Rauhigkeitszahlen wieder Umgang nahm. Hiermit vollzieht sich der Umschwung zur neueren Richtung, die von Rauhigkeitszahlen nichts mehr wissen will.

Engels stellt an eine brauchbare Formel die Forderung, daß in ihr die Größen b, t und ι so vorkommen, daß durch sie allein die Rauhigkeit genügend zum Ausdruck gelangt, weil die Formel von willkürlich wählbaren Festzahlen frei sein müsse. Ich meine, daß unter diesen Größen eher u statt b erscheinen dürfte, weil mir der Einfluß von u vorzuwiegen scheint. Der Gedanke, daß natürliche Wasserläufe sich von selbst so ausbilden, daß sich der Widerstand des Wassers durch mittlere räumliche Maßzahlen ausdrücken läßt, ist nicht gerade von der Hand zu weisen. Siedeck hat ihn wohl zuerst verwertet, aber in einer Formel, die trotz aller Umständlichkeit nicht zum Ziele führt. Wenn dabei $\sqrt[20]{b}$ angewendet wird, so zeigt dies recht deutlich die Geringwertigkeit von b. Den Forderungen von Engels entspricht am besten die Formel von Lindboe, die aber nur zwischen ziemlich engen Grenzen erprobt ist. Es wechseln bei ihr mit den Werten von t, ι und $\frac{t}{b}$ die Festzahlen stufenweise. Dabei erscheint $t^{0,53}$ bis $t^{0,9}$ und $\iota^{0,42}$ bis $\iota^{0,47}$. Hermaneck schaltet b aus und läßt in drei Stufen je nach der Größe von t die Werte $t^{1/3}$ bis $t^{3/2}$ neben $\sqrt{\iota}$ erscheinen.

Matakiewicz hat entschieden die einfachste Formel aufgestellt mit $v = \frac{116\, t\, \iota^{0,493 + 10\iota}}{2,2 + t^{\frac{2}{3}} + \frac{0,15}{t^2}}$. Er macht also v nur von t und ι abhängig. Die Formel wäre ja sehr schön, wenn sie nur auch zuverlässig wäre. Darin hat sie aber vor den übrigen Formeln gar nichts voraus. Man hat hier gerade wie bei den Stauformeln eine ganze Sammlung von Gleichungen, so daß die Wahl schwer fällt. Mag man irgendeine dieser Formeln verwenden, so muß man darauf gefaßt sein, ziemlich weit von der Wirklichkeit abzuweichen. Solange man aber die Aufgabe, die Wassergeschwindigkeit in einem regelmäßigen Flusse zu berechnen, noch nicht besser beherrscht, wird es ganz unmöglich sein, die Geschwindigkeit in einem unregelmäßigen Flußlaufe, wozu auch ein durch eine stauende Brücke gestörter regelmäßiger Fluß zählt, in zuverlässiger Weise zu bestimmen. Hieraus geht neuerdings hervor, daß man an die Stauformeln keine zu hoch gespannten Anforderungen stellen darf. Aber man muß von ihnen wenigstens verlangen, daß sie mit der Zulassung ungereimter Annahmen tunlichst haushälterisch umgehen. Daß dies bei sämtlichen alten Stauformeln nicht der Fall ist, werde ich im folgenden Abschnitte zweifelsfrei darlegen.

4. Fehler der alten Stauformeln.

Indem ich die sinnwidrigen Annahmen der alten Stauformeln eingehend nachweise, will ich damit zugleich meine eigenen Voraussetzungen begründen, ohne daß ich auf die Einzelheiten meiner Formel hier schon eingehen werde.

Die alten Formeln bestehen aus zwei Gruppen nach der Art ihres Aufbaues. In der einen Gruppe wird der Stau unmittelbar als der Unterschied zweier Geschwindigkeitsdruckhöhen berechnet, in der anderen Gruppe wird die aus der Brücke fließende Wassermenge unter Annahme eines hierzu nötigen Staues bestimmt. Wenn ein fester Körper im luftleeren Raume unter der Anziehung der Schwerkraft fällt, wobei er von der Anfangsgeschwindigkeit v_1 in die größere Endgeschwindigkeit v_2 übergeht, so ist bekanntlich sehr angenähert die Senkung seines Schwerpunktes $h = \frac{v_2{}^2 - v_1{}^2}{2g}$, wenn g die Beschleunigung der Schwere ist. Der ersteren Formelgruppe liegt nun der Gedanke zugrunde, daß man den Stau, d. i. die Senkung des Wasserspiegels vom Oberwasser zum Unterwasser der Brücke abzüglich des natürlichen Gefälles des ungestauten Wassers auf fragliche Länge, durch die Gleichung $y = \frac{v^2_{max} - v^2_{min}}{2g}$ ausdrücken könne.

Diese Annahme beruht nun auf einem schweren Irrtum. Man könnte allerdings in dieser Weise, wo v_{max} und v_{min} mittlere Geschwindigkeiten sind, die Schwerpunktssenkung annähernd bestimmen, wenn die Geschwindigkeit von v_{min} bis v_{max} stetig wachsen würde. Wenn ein Körpergewirre, dessen einzelne Teile zwar im allgemeinen ungleich große, doch ziemlich gleich gerichtete Geschwindigkeiten haben, als Einheit betrachtet wird, wie man es bei fließendem Wasser wohl tun muß, so kann man füglich mit mittleren Geschwindigkeiten rechnen, wenn man die Masse in jedem Querschnitte am Schwerpunkte angreifend denkt. Zwar will Keck nach Dubuat in seinen Vorträgen über Mechanik beweisen, daß auch bei der ungleichförmigen Bewegung des Wassers in einem offenen Gerinne das Wasserspiegelgefälle, also nicht das Schwerpunktsgefälle maßgebend sei. Zu diesem Beweise wendet er aber das Druckgesetz des stehenden Wassers an, das nur einen Grenzfall des allgemeineren Druckgesetzes des fließenden Wassers bildet. Es ist längst erhärtet, daß in einer wagrechten geschlossenen Leitung von durchaus gleichem Lichtquerschnitt eine unter gleichbleibendem Ueberdruck stetig abfließende Wassermenge an jeder Stelle zwar die gleiche mittlere Geschwindigkeit, aber einen mit dem zurückgelegten Wege stetig abnehmenden Druck hat. Der Beweis von Keck, der übrigens auch sonst nicht einwandfrei ist, versagt daher. Obwohl das Gegenteil an und für sich sehr wahrscheinlich ist und auch Dr.-Ing. Weyrauch in seinem Buche „Hydraulisches Rechnen“ unter den Bedenken gegen die Staugleichung von d'Aubuisson angibt, daß diese Formel streng genommen die Schwerpunktssenkung zwischen den betreffenden Querschnitten ergebe, die bei rechteckigen Querschnitten halb so groß sei als die Wasserspiegelsenkung, so will ich doch noch einen zahlenmäßigen Nachweis für die Richtigkeit meiner Anschauung bringen. Ich muß hierbei zwar auf den Stau bei Ueberfallwehren näher eingehen, was aber durchaus nicht unzweckmäßig sein wird, weil die zweite Gruppe der Stauformeln gerade von den Ueberfallwehrformeln abgeleitet ist.

Ich folge zunächst der Entwicklung von Weyrauch in genanntem Buche für den Ausfluß des Wassers aus einem Gefäße mit größerer rechteckiger Oeffnung in einer lotrechten Seitenwand. Diese Oeffnung soll über dem Unterwasser liegen, also frei sein, wie man so sagt, d. h. es erfolgt der Ausfluß in die Luft. Die Oeffnung habe die Breite b, ihre wagrechte Unterkante liege um h_1, ihre Oberkante um h_2 unter dem gleichbleibenden Wasserspiegel im Gefäße. Damit dieser in derselben Höhe erhalten wird, muß in der Zeiteinheit dieselbe Wassermenge q zufließen, welche zum Abflusse gelangt. Es ist also eine gewisse Zuflußgeschwindigkeit v_0 erforderlich. Dann soll

$$q = {}^2/_3\, b \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(h_2 + \frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2}\right]$$

sein. Setzt man hierin $h_2 = o$, so entsteht ein Ueberfall, für welchen

$$q = {}^2/_3\, b \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2}\right]$$

wäre. Setzt man noch $v_0 = o$, was doch ungereimt ist, weil dann kein Wasser mehr zufließen und h_1 rasch abnehmen würde, so entsteht die Gleichung $q = {}^2/_3\, b \sqrt{2g}\, h_1{}^{3/2}$, die sich natürlich bei Vergleichen mit der Wirklichkeit unmöglich bewähren kann. Daher hat Dubuat die Gleichung in die Form $q = {}^2/_3\, \mu\, b\, h_1 \sqrt{2 g h_1}$ gebracht, worin dem Ausdruck μ keine andere Bedeutung zukommt, als den durch die verschiedenen Abstriche gemachten Fehler wieder auszugleichen. μ kann selbstredend kein Festwert sein, würde aber in der Nähe von ${}^2/_3$ sich bewegen.

Rehbock hat auf Grund genauer Messungen

$$\mu = 0{,}605 + \frac{1}{1100\, h_1} + \frac{h_1}{12\, h_3}$$

gesetzt, worin h_3 die Höhe der Ausflußkante über dem Unterwasserspiegel ist. Es mag sein, daß man in dieser Weise innerhalb gewisser Grenzen ziemlich richtige Ausflußmengen erhält. Der Aufbau der Formel ist aber nach wie vor fehlerhaft, und μ, welches doch eine unbestimmte Zahl sein müßte, würde auf diese Weise die Summe einer solchen Zahl und einer umgestürzten Länge sein, weil es nicht angeht, dem Werte 1 im Bruche $\frac{1}{1100\, h_1}$ die Eigenschaft der Längeneinheit zuzuweisen. Gerade bei Ueberfallwehren, die meistens zur Abführung überschüssigen Wassers angelegt werden, kommt es leicht vor, daß $h_1 \overline{\overline{<}} o$ wird. Mit $h_1 = o$ würde aber mit dem Rehbockschen Wert von μ sich $q = \frac{0}{0}$, also als unbestimmt statt zu Null ergeben. Dieser μ-Wert ist daher nicht einwandfrei und seine geringe Größe hätte von vornherein die ganze Formel verdächtig erscheinen lassen sollen. Diese Formel ist auch mit Einführung irgend eines Wertes $\frac{v_0^2}{2g}$ nicht richtig. Die Beschleunigung des ausfließenden Wassers erfolgt hier vielmehr durch die sog. Nachsaugung des abstürzenden Wassers. Man weiß, daß ein freier Wasserstrahl bei einer gewissen Fallhöhe sich zerteilt, daß also Zugwirkungen zur Geltung kommen, die man eben als Nachsaugung auffaßt. Diese Nachsaugung kann man aber kaum genau bestimmen. Sie wird wohl mit der mittleren Geschwindigkeit des Wassers in der Höhe der Unterkante der Oeffnung, bzw. der Oberkante des Ueberfallwehres zusammenhängen. Diese Geschwindigkeit könnte man nur berechnen, wenn man den Querschnitt des Wassers daselbst kennen würde. Das Wasser hat schon über der Oeffnungsunterkante nicht mehr die Höhe h_1, sondern nach Rehbock nurmehr $0{,}85\,h_1$. Wenn es auch fraglich ist, ob dieses Verhältnis immer feststeht, so kann man es doch einmal zur Vergleichung heranziehen.

In einem gemauerten Gerinne mit rechteckigem Schnitte bei lotrechten Seitenwänden von genügender Höhe wird bei einer Weite $b = 1$ m und einer Sohlenneigung $\iota = 0{,}00172$ nach der Bazinschen Formel

$$v = \frac{87 \frac{f}{u} \sqrt{\iota}}{\sqrt{\frac{f}{u}} + 0{,}46}$$

bei einer Tiefe des Wassers $t = 0{,}6$ m in der Sekunde etwa 1 cbm mit der Geschwindigkeit 1,667 m abfließen. Wird dieses Gerinne durch eine lotrechte Bohlenwand soweit abgeschlossen, daß die wagrechte Oberkante der Bohlen um $h_3 = 1{,}0$ m über dem ungestauten Wasserspiegel, also 1,6 m über der Sohle sich befindet, so entsteht ein Ueberfall, für welchen nach der Rehbock-Dubuatschen Formel ungefähr $h_1 = 0{,}62$ m sein wird. Da über der Bohle selbst nur eine Wassertiefe von $0{,}85\,h_1$ vorhanden sein soll, muß daselbst das Wasser schneller fließen als im Oberwasser, wo die wirksame Tiefe h_1 ist. Man erhält hiernach

$$v_0 = \frac{q}{b h_1} = 1{,}614 \text{ m und } v_1 = \frac{q}{0{,}85 b h_1} = 1{,}9 \text{ m.}$$

Zwischen diesen beiden Grenzgeschwindigkeiten findet eine stetige Zunahme der Geschwindigkeit statt, so daß man hier die Fallformel anwenden kann. Dabei muß man aber mit zwei unbekannten Größen rechnen. Die Geschwindigkeit des Wassers nimmt zu, also auch der Widerstand. Die hierauf zu verwendende Mehraufstauung ist aber nicht zu berechnen. Dieser Widerstandsmehrung wirkt die Nachsaugung entgegen, die eine unbekannte Verminderung des Staues bedingt. Man darf wohl annehmen, daß die Nachsaugung die Widerstandsmehrung überwiegt. Wenn dies der Fall ist und wenn nur die Schwerpunktssenkung statt der Wasserspiegelsenkung für die Bewegung maßgebend ist, so muß μ hier größer als 1 sein. Tatsächlich findet sich

$$\mu = \sqrt{\frac{q^2}{h_1{}^3} \cdot \frac{\frac{1}{0{,}85^2} - 1}{0{,}15 g}} = 1{,}05.$$

Sieht man, was allerdings nicht ganz richtig wäre, von diesem μ-Werte ab, so ist

$$\begin{array}{rlrl} \dfrac{v_1{}^2 - v_0{}^2}{g} & = 0{,}102 \text{ m und} & \dfrac{v_1{}^2 - v_0{}^2}{2g} & = 0{,}051 \text{ m} \\ 0{,}15 h_1 & = 0{,}093 \text{ m} & 0{,}15 h_1 & = 0{,}093 \text{ m} \\ \hline \text{Unterschied} & + 0{,}009 \text{ m} & & - 0{,}042 \text{ m}. \end{array}$$

Der Unterschied wäre also, wenn das Wasserspiegelgefälle maßgebend sein sollte, dem Vorzeichen und der Größe nach unwahrscheinlicher, als wenn die Schwerpunktssenkung für maßgebend erachtet wird. Dieses Beispiel lehrt aber auch, daß man die Oberwassergeschwindigkeit durchaus nicht vernachlässigen darf. Ich habe absichtlich zuerst die Geschwindigkeit des ungestauten Wassers berechnet; denn bevor man staut, muß doch zuerst ein ungestauter Zustand vorhanden sein. Die beiden Geschwindigkeiten 1,667 m und 1,614 m weichen so wenig voneinander ab, daß das Verhältnis $0{,}85 h_1$ hier ziemlich richtig sein wird. Das Gefälle des Oberwassers wird jedenfalls kleiner als das ursprüngliche, dagegen wächst die Wassertiefe ein wenig (0,62 m gegen 0,60 m) und die Rauheit der Sohle nimmt ab, da beim Ueberfall die Sohle als aus Wasser bestehend anzusehen ist. Die Verzögerung des oberen Teiles des Wassers ist hiermit jedenfalls geringer, als wenn die Sohle aus Mauerwerk besteht. Das im Oberwasser tiefer wie die Bohlenoberkante befindliche Wasser wird selbstredend nicht ganz still stehen, sondern teilweise mitgerissen. Wenn aber Teile hiervon über die

Bohle abfließen, so müssen sie sich zuerst heben, also die eigene Schwere und den Ueberdruck überwinden, sie strömen auch nicht gleichgerichtet mit den oberen Wasserfäden zu, sind diesen also eher hinderlich als ihre Bewegung fördernd, kurz, das Gesamtergebnis ist, daß man nur den über der Bohlenoberkante befindlichen Wasserteil als in wirksamer Bewegung begriffen betrachten darf. Gerade so verhält es sich, wenn die Sohle eines Flusses sich hebt oder wenn sich der Fluß nach einer erweiterten Stelle wieder verengt. Wenn man diese Verhältnisse schon bei freien Flüssen durch entsprechende Querschnittsminderung gewöhnlich berücksichtigt, warum sollte man dies nicht auch tun, wenn es sich um eine durch eine Brücke gestaute Flußstrecke handelt?

Ich denke, daß diese Ausführungen genügen werden zum Beweise, daß alle jene Berechnungsweisen unrichtig sind, bei welchen nicht das Schwerpunktsgefälle als für die Bewegung des Wassers maßgebend angenommen ist, und dies trifft auf die erste Gruppe der Stauformeln für Flußbrücken zu. Ich werde indessen weiter hinten noch einmal Gelegenheit finden, an einem zweiten Beispiele für eine Flußbrücke das Gleiche wie für das Ueberfallwehr nachzuweisen.

Bei der zweiten Gruppe von Stauformeln kommt die Inrechnungstellung des Gefälles überhaupt nicht vor.

Sämtlichen alten Stauformeln haftet aber der Fehler an, daß eine seitliche Einschnürung des Wassers am Brückenauslaufe angenommen wird. Dieser Irrtum rührt davon her, daß man die von Navier beim Ausflusse des Wassers in die Luft festgestellte, erst nach Verlassen des Engnisses stattfindende Zusammenziehung des Wassers auf die Brücken übertragen hat. Bei den Brücken findet gerade das Gegenteil statt, indem das in denselben noch aufgestaute Wasser nach dem Austritte aus ihnen sich seitlich ausbreitet. Ein Ausfluß in die Luft besteht hier höchstens in ganz geringem Grade, wenn das Wasser hinter den Pfeilern seitlich abstürzt. Deshalb kann hier auch nicht, wie beim Ueberfallwehr, mit einer Nachsaugung des Unterwassers gerechnet werden, da die Wirkung erwähnter seitlicher Abstürze gegenüber dem nur unter Druck erfolgenden Abflusse der Hauptmasse ganz zurücktritt. Diese Wassermasse kann unmöglich eine Nachsaugung erfahren, weil es nicht denkbar ist, daß ein Wasserteilchen jenes andere, von welchem es fortgeschoben wird, zugleich zieht. Man müßte eine förmliche Schwingungsbewegung voraussetzen, was eine viel zu gekünstelte Auffassung wäre, als daß sie gegen die Annahme einer einfachen Druck- und Schubbewegung aufkommen könnte. Ich erwähne dies hier nur, weil Wex nach Dubuat eine Nachsaugung des Unterwassers angenommen hat. Bei allen übrigen Stauformeln ist eine solche Annahme nicht gemacht. Zurückkehrend zur Einschnürung des Wassers in der Brücke kann ich in Uebereinstimmung mit Rehbock feststellen, daß eine solche gewissermaßen nur am Einlauf stattfindet. Hier strömt das Wasser zum Teil auch seitlich in die Oeffnungen ein, und wenn dabei seine Geschwindigkeit und Ablenkung von der Hauptrichtung ziemlich bedeutend sind, so entstehen Drehbewegungen, die sog. Wirbel, in welchen sich das Wasser von der Oberfläche zur Sohle mit großer Geschwindigkeit bewegen kann. Der seitliche Zufluß wird im allgemeinen an den Brückenwiderlagern deswegen stattfinden, weil diese und die anstoßenden Dämme meistens weit in den Fluß eingebaut sind. Es wird daher das Wasser, das nicht mehr gerade fortfließen kann, seitlich gegen die Brücke gedrängt, kommt also schon schräg an. Oberhalb der Pfeiler dagegen bewegt sich im allgemeinen das Wasser in der Flußrichtung fort, bis es an die Pfeiler anprallt. Entsprechend seiner Geschwindigkeit hebt es sich etwas und stürzt dann seitlich zur Oeffnung ab.

Diese Vorgänge sind keine ganz stetigen, wie man sich bei der Beobachtung an geeigneten Brücken durch den Augenschein leicht überzeugen kann. Wahrscheinlich spielt dabei auch die Geschiebeführung eine Rolle. Wo starke Geschiebeabfuhr stattfindet, begegnet sie naturgemäß am Einlauf der Brücke wegen der meistens vorliegenden Verengerung des Flußbettes einem größeren Hindernisse. Es muß sich das Wasser zeitweilig etwas mehr aufstauen, um den nötigen Druck zu erlangen, durch den das Geschiebe fortgeschoben wird. Dies geschieht ruckweise, und bei ziemlich regelmäßiger Wiederkehr solcher Vorgänge entsteht eine Wellenbildung, deren Dauer man messen kann. Aehnlich verhält sich auch das Wasser beim örtlichen Aufstau an den Pfeilern, es steigt abwechselnd mehr und weniger hoch. Es wird dies wohl in der Natur der Wasserbewegung liegen, die überhaupt keine ganz stetige, sondern eine wellenförmige zu sein scheint, wohl eine Folge der Unebenheiten des Flußbettes. Wenn nun der örtliche Aufstau an den Pfeilern nicht immer ganz gleich ist, so ist doch der Unterschied nicht besonders beträchtlich, und sein Einfluß auf die Wirbelbildung kann füglich vernachlässigt werden. Die Wirbel selbst sind in der Regel stehende. Das Wasser schreitet in denselben erst an der Sohle fort, ihre Querschnittsfläche geht also in der Hauptsache für den Durchfluß des Wassers verloren, was man eben als Einschnürung bezeichnet hat. In der Regel also schließt sich das längs fließende Wasser unmittelbar hinter den gerade am Einlauf entstehenden Wirbeln wieder an die Brückenwände an und bleibt so ausgebreitet bis zum Auslaufe. Hier will es sich naturgemäß seiner großen Geschwindigkeit entsprechend gerade fortbewegen, findet aber hinter den Pfeilern und Widerlagern stehendes Wasser mit niedrigerem Spiegel vor. Es muß daher ein Teil des Wassers seitlich abstürzen, aber nur auf geringe Höhe, weil sich der fragliche Raum dabei auffüllen will. Es entstehen auch hier wirbelartige Erscheinungen, jedoch außerhalb der Brücke und von geringerer Bedeutung. Hinter den Widerlagern kann man manchmal sogar eine rückwärtige Bewegung des Wassers bemerken, indem Holzteile vom Unterwasser ausgeschieden werden und langsam gegen die Brücke zurücktreiben. Das ausfließende Wasser fällt nämlich noch auf eine längere Strecke stärker als das ungestaute Wasser, bzw. es ist noch unterhalb der Brücke etwas gestaut und seine Oberfläche kann hier noch höher sein als jene des stehenden Wassers hinter den Widerlagern. Jeder Höhenunterschied bedingt aber ein Fließen des Wassers nach der nächsten tieferen Stelle hin.

Ich habe ausdrücklich erwähnt, daß man solche Vorgänge manchmal beobachten kann, nämlich meistens dann, wenn die Brückenlichtweite nur wenig kleiner ist als die Flußbreite. Alle Stauvorgänge an Brücken lassen sich eben nicht in eine einheitliche Form zwingen. So wurde auch schon beobachtet, wie bei Brücken mit dünnen Pfeilern (Holzjochen) bewegliche Wirbel entstanden. Sie traten plötzlich am Einlauf auf und bewegten sich viel langsamer als das übrige Wasser flußabwärts noch weit in den freien Fluß hinaus, ehe sie ganz verschwanden. Vermutlich hängen derartige Wirbel mit Geschiebebewegungen zusammen.

Aus dem Gesagten wird nun hervorgehen, daß es nicht zweckmäßig ist, das Gefälle des Wassers durch die Brücke in der Weise zu messen, daß man die Wasserspiegelhöhen unmittelbar ober- und unterhalb eines Pfeilers erhebt, sondern man müßte den Höhenunterschied vielmehr in der Mitte der Oeffnung bestimmen, was allerdings mit mehr Schwierigkeiten verbunden sein kann. Es wird auch einleuchten, daß die örtlichen Aufstauungen an den Pfeilerköpfen nicht in der Weise, wie es Wex aufgefaßt hat, als über die ganze Brückenbreite sich fortpflanzend anzusehen sind. Diese Auffassung von Wex ist doch auch aus dem Grunde nicht folgerichtig, weil es auch stauende Brücken ohne Pfeiler gibt. Freilich scheint man hieran meistens nicht zu denken. So spricht Keck in seinen Vorträgen über Mechanik nur vom Stau durch den Einbau von Brückenpfeilern, und selbst Engels hat in Försters Taschenbuch für Bauingenieure keine anderen Beispiele angegeben als solche, bei denen der Stau nur durch einige sehr kräftig bemessene Pfeiler verursacht wird. Das wären allerdings sehr leistungsfähige Brücken. In der Regel aber erlaubt der Geldbeutel keine derartige Ausstattung der Bauwerke und es wird daher der Fluß bedeutend eingeengt. Ich kann mir die obige Zurückhaltung nur dadurch erklären, daß in solchen Fällen, wo nur einige Pfeiler in den Fluß treffen, die alten Stauformeln ziemlich richtige Ergebnisse liefern. Bevor ich auf die Art der Berücksichtigung der Wirbel in den alten Formeln weiter eingehe, will ich die Folgen der Wirbelbildungen etwas beleuchten. In der Regel entstehen die Wirbel am Einlauf und es setzen dann auch hier die Auskolkungen an. So wurde beim Hochwasser 1910 eine Brücke auf fast $^2/_3$ vom Einlauf her zerstört. Auch im Jahre 1909 fanden die meisten Auskolkungen von den Brückeneinläufen her statt. Sie können sich natürlich bis weit unter die Brücke fortsetzen. Uebrigens können Auskolkungen auch durch die zu große Geschwindigkeit des nicht wirbelnden Wassers veranlaßt werden und namentlich dann, wenn die Sohle der Brücke befestigt ist, auch erst unterhalb der Brücke erfolgen. So ergab sich 1909 unterhalb einer Brücke, bei welcher der Stau zwischen 0,70—0,80 m betrug, ein Kolk von 3400 cbm bis auf den Felsen reichend, auf welchem die Brücke gegründet war. Es ist die Frage, wo die Gefährlichkeit der Wirbel beginnt, bzw. in welchem Verhältnisse sie zu anderen Maßgrößen, wie Stauhöhe und Geschwindigkeit, steht, noch gänzlich ungeklärt, aber einer baldigen Beantwortung dringend bedürftig. Man muß dabei wohl bedenken, daß man nur mit mittleren Geschwindigkeiten rechnet, daß also die Sohlengeschwindigkeiten wohl etwas kleiner sein werden. Die Wirbelgeschwindigkeit darf man aber mindestens der mittleren Geschwindigkeit gleich setzen. Dies legt es nahe, diese Geschwindigkeit tunlichst genau zu berechnen und sie dann entsprechend der Beschaffenheit der Brückensohle in mäßigen Grenzen zu halten. Wo die natürliche Widerstandsfähigkeit der Sohle zu gering ist, hat man durch Sicherungsmaßregeln einer Auskolkung tunlichst vorzubeugen. Solche Schutzbauten, die am besten nicht über die Sohle aufragen sollen, sind in der erforderlichen Ausdehnung schwer herzustellen und zu erhalten. Beim Bau einer Brücke können wenigstens Spundwände und Fangdämme manchmal mitbenützt werden, um Steinwürfe und Berollungen in der Tiefe ordentlich herzustellen. Freilich wird man der Kosten wegen diese vorübergehend nötigen Vorrichtungen nicht in allzu großer Ausdehnung ausführen, so daß die Sohlensicherungen leicht zu knapp ausfallen können.

Das beste Mittel gegen Auskolkungen wird immer neben einer entsprechenden Wahl der Lage der Brücke die hinreichende Bemessung ihrer Lichtweite bleiben.

Nach dieser Abschweifung will ich zeigen, daß die für die alten Stauformeln fälschlich am Brückenauslaufe angenommene Einschnürung auch ihrer Größe nach unrichtig ist. Beim Einbau von Pfeilern wird nach Bazin angenommen, wenn b_b die Weite der einzelnen Brückenöffnung bedeutet, daß die eine Verminderung des Nutzquerschnittes bezweckende Einschnürungszahl μ für spitzwinklige Pfeilerköpfe $0{,}85 + 0{,}014 \sqrt{b_b}$, für stumpfwinklige und halbkreisförmige Pfeilerköpfe $0{,}78 + 0{,}021 \sqrt{b_b}$ und für Pfeiler ohne Vorköpfe $0{,}70 + 0{,}029 \sqrt{b_b}$ sei.

Man sieht diesen Ausdrücken an, daß sie für einen Größtwert $b_b = 100$ zugerichtet sind, was wenig wissenschaftlich ist.

Für $b_b \gtreqless 100$ soll μ nahezu 1, für sehr kleine Oeffnungen und für Bögen, deren Kämpfer ins Wasser eintauchen, 0,7, für Wildbäche noch kleiner sein.

Eine andere Berechnungsart gibt Wex an. Anknüpfend an die Rühlmannsche Stauformel, die auf der Berechnung der Ausflußmenge nach Maßgabe des Staudruckes beruht, wobei eine untere Fläche mit gleichbleibendem, eine obere mit abnehmendem Stau unterschieden wird, nimmt Wex für diese beiden Flächen verschiedene μ-Werte an, die er aber nicht von der Pfeilerform, sondern vom Stau y_0 und von der Einzellichtweite b_b abhängig macht, und zwar hinsichtlich des Staues mit je nach dessen Größe sich abgestuft ändernden Festzahlen.

So soll beispielsweise für den unteren Wasserteil

$\mu_1 = 0{,}5274 + 0{,}00048\, b_b$ für y_0 zwischen 0,196 m und 0,341 m,
$\mu_1 = 0{,}5346 + 0{,}00048\, b_b$ für y_0 größer als 0,341 m sein.

Für den oberen Wasserteil hingegen wäre

$\mu_2 = 0{,}60015 + \frac{0{,}00474}{y_0} + 0{,}00072\, b_b$ für y_0 zwischen 0,196 m u. 0,341 m,
$\mu_2 = 0{,}60015 + \frac{0{,}00366}{y_0} + 0{,}00072\, b_b$ für y_0 größer als 0,341 m.

Man sieht diesen Werten ohne Anwendung auf einen bestimmten Fall schon an, daß sie sehr klein sind. Ganz ähnlich, wie bei der Dubuatschen Formel für Ueberfallwehre soll eben durch μ eigentlich nur die fehlerhafte Formel berichtigt werden. Nun ist dies aber bei Brücken ein anderes Ding, da es hier auf die Bestimmung der Geschwindigkeit viel mehr ankommt, wie bei einem

Ueberfallwehr, wo man selbst bei großer Geschwindigkeit des überstürzenden Wassers für die Erhaltung des Wehres kaum besorgt zu sein braucht, während bei einer Brücke eine zu große Ausflußgeschwindigkeit sehr bedenklich ist. Man hat kein anderes Mittel, die Ausflußgeschwindigkeit bei Brücken nach den alten Formeln zu berechnen, als indem man eben den angenommenen Ausflußquerschnitt mit μ verringert und mit der so erhaltenen Fläche die Wassermenge teilt. Man darf hierfür annehmen, daß an den Seiten jeder Oeffnung gewissermaßen ein Wasserstreifen von der Dicke d für den Durchfluß wirkungslos ist. Dann ist, gleiche Tiefe des Wassers in der Oeffnung vorausgesetzt, $\mu = 1 - \frac{2d}{b_b}$. Aus dieser Gleichung geht schon hervor, daß d kein Festwert sein kann. Von welchen Maßgrößen es aber abhängen wird, das wird schwerlich jemand sicher angeben können. Offenbar hat neben der Weite der Oeffnung auch die Schlankheit der Wasserzuleitung einen sehr merklichen Einfluß auf die Größe von d. Da Bazin diesen Umstand wenigstens zwischen gewissen Grenzen berücksichtigt hat, sind seine μ-Werte der Größe nach entschieden richtiger als jene von Wex. Aber auch die Bazinschen μ-Werte sind im allgemeinen zu klein, eben ihrem Nebenzwecke entsprechend.

Ich muß in der Folge zur besseren Erläuterung öfters auf ein Beispiel eingehen, welches eine Oberbehörde zur Begründung der d'Aubuissonschen Stauformel benutzt hat, wofür demnach verschiedene Berechnungen vorliegen, die ich nicht zu wiederholen brauche. Das Beispiel entspricht auch ganz den von mir oben angegebenen Bedingungen für die gleichförmige Bewegung des Wassers und den später zu erörternden Bedingungen für eine einfache Stauberechnung. Ich bemerke jedoch hier sogleich, daß es nur ein gedachtes Staubeispiel ist, für welches also keinerlei Messung vorliegt, und daß nicht alle Angaben der Oberbehörde ganz richtig sind. Der Flußquerschnitt besteht aus einem Hauptschlauche und zwei ganz gleichen Seitenrinnen. Alle drei Teile haben wagrechte Sohlenlinien und $1\frac{1}{2}$malige Böschungen. Der Hauptschlauch ist von Kante zu Kante 80 m breit, die Nebenrinnen haben in Wasserspiegelhöhe (1,0 m über ihrer Sohle) eine Breite von 50 m. Im Hauptschlauche beträgt die Wassertiefe 2,5 m. Es sollen die auf den Hauptschlauch bezüglichen Maße das Beizeichen 1, die für die Nebenrinnen geltenden das Beizeichen 2 erhalten. Unter Annahme eines Gefälles $\iota = 0{,}001$ wurde die Wassermenge in der in Bayern üblichen Weise nach Ganguillet-Kutter unter Annahme der Rauhigkeitszahlen $\nu_1 = 0{,}025$ und $\nu_2 = 0{,}03$ berechnet.

Es fand sich $\lambda_1 = 46{,}2$, $v_1 = 2{,}28$ m, $q_1 = 450$ cbm,
$\lambda_2 = 32{,}5$, $v_2 = 1{,}0$ m, $q_2 = 48{,}5$ cbm.

Es war ferner $f = 295$ qm, $b = 180$ m, $q = 547$ cbm,
$t_1 = 2{,}5$ m, $t_2 = 1{,}0$ m, $t = 1{,}64$ m,
$v = 1{,}85$ m.

Die Brücke sollte den Hauptschlauch ohne Pfeiler überspannen, so daß $b_b = 80$ m war. Die benetzte Fläche innerhalb der Brücke unter dem ungestauten Wasserspiegel war $f_b = 196{,}5$ qm. Die Brücke selbst und die Seiten der Widerlager waren senkrecht zur Flußrichtung angenommen, eine Durchflußlänge war nicht angegeben.

Für diese Brücke also wäre nach Bazin $\mu = 0{,}70 + 0{,}029\sqrt{80}$ $= 0{,}959$, folglich nach $\mu = 1 - \frac{2\,d}{80}$ auch $d = 1{,}66$ m. Es ist kaum glaublich, daß ein derartig großer Verlust an Durchflußweite neben jedem Widerlager eintreten würde.

Nach der Wexschen Formel war für diese Brücke $y_0 = 0{,}52$ m berechnet worden. Dann wird

$$\mu_1 = 0{,}5346 + 0{,}00048 \,.\, 80 = 0{,}571,$$

$$\mu_2 = 0{,}60015 + \frac{0{,}00366}{0{,}52} + 0{,}00072 \,.\, 80 = 0{,}66479.$$

Um hier einen mittleren Wert zu erhalten, hat man die betreffenden Flächen zu berücksichtigen. Die Nutzfläche wäre hiernach $196{,}5 \,.\, 0{,}571 + 80 \,.\, 0{,}52 \,.\, 0{,}66479 = 139{,}86$ qm. Die unverminderte Fläche dagegen wäre $196{,}5 + 80 \,.\, 0{,}52 = 238{,}1$ qm. Also findet sich ein mittleres $\mu = \frac{139{,}86}{238{,}1} = 0{,}587$ und $d = 16{,}52$!

Braucht es noch mehr Worte, um zu zeigen, daß die μ-Werte nach Bazin und Wex zu klein sind? Wie gesagt, kommt diesen Werten eigentlich eine andere Rolle zu, als den Querschnitt zu verringern. Wie soll man aber die Ausflußgeschwindigkeit berechnen, wenn man μ eine andere Bedeutung beimißt? Uebrigens ist gerade für die Aubuissonsche Formel die Berechnung der größten Geschwindigkeit nach der Gleichung $v_{max} = \frac{q}{\mu\, f_b}$ vorgeschrieben, und die erwähnte Oberbehörde hat auch diese Anwendung gemacht, wobei $v_{max} = \frac{547}{0{,}95 \,.\, 196{,}5} = 2{,}93$ m herauskommt, was man kaum mehr als eine mäßige Geschwindigkeit bezeichnen kann. Da sich aber diese Formel gerade bei mäßigen Geschwindigkeiten bewähren soll, was ich allerdings bestreite, so war eigentlich die Wahl des fraglichen Musterbeispieles eine wenig glückliche.

Ich muß mich jetzt zu den sog. Staubildern der alten Formeln wenden, welche den in der Flußrichtung genommenen Längsschnitt mitten durch die Oeffnung der Brücke darstellen. Diese in den Lehr- und Handbüchern vorgetragenen Bilder sind in der Hauptsache nur hinsichtlich der Annahme der Wasserhöhe am Brückenauslauf verschieden. Sämtliche Staubilder sind nämlich so dargestellt, daß der größte oberhalb der Brücke sich einstellende Stau y_0 sich noch in die Brücke selbst fortpflanzt, meistens sogar wagrecht. Während nun dieser Stau nach Rühlmann, Tolkmitt und Wex sich in dieser Weise bis zum Auslauf fortsetzen soll, wäre nach d'Aubuisson und Freytag am Auslauf bereits gar kein Stau mehr vorhanden. Eine dritte Abart des letzteren Staubildes zeigt sogar etwa in der Brückenmitte eine Senkung des Wasserspiegels unter die ursprüngliche Höhe im ungestauten Flusse, also das Gegenteil von Stau. Die beiden letzteren Staubilder sind z. B. enthalten in Försters Taschenbuch für Bauingenieure, und zwar als richtig anerkannt, während in dem Werke „Hydraulisches Rechnen" das Staubild der d'Aubuissonschen Formel zwar vorgetragen, aber zugleich als unrichtig angefochten ist. Das Staubild der Rühlmannschen Formel ist angegeben in Kecks Vorträgen über Mechanik. Uebrigens geht auch aus den alten Formeln selbst hervor, welche Staubilder ihnen zugrunde gelegt sind. Ich werde weiter hinten die Formeln untereinander vortragen.

Diese Staubilder sind sämtlich unrichtig. Wenn am Auslaufe der Brücke gar kein Stau vorhanden wäre und noch dazu eine Einschnürung vorläge, so müßte bei einer stauenden Brücke das Wasser in der Brücke viel schneller fließen als unmittelbar unterhalb der Brücke. Für erwähntes Musterbeispiel wäre die Ausflußgeschwindigkeit nach d'Aubuisson und Freytag 2,93 m gegenüber einer Unterwassergeschwindigkeit von 1,85 m. Wie soll sich aber das so schnell ausfließende Wasser ohne Aenderung seiner Tiefe fortbewegen können, wenn ihm das langsamer vorausfließende Wasser keinen Platz macht? Es müßte doch ein gewaltiger Aufstoß erfolgen, dem ein Empor- und Zurückschnellen entsprechen würde. Solche Erscheinungen kann man ja bei jähen Wasserabstürzen genug bemerken. Bei einem Flusse mit mäßigem Sohlengefälle, bzw. bei einer ihn stauenden Brücke staut sich eben das Wasser schon in der Brücke etwas auf. Mit der Zunahme des Sohlengefälles treten allerdings Absturzandeutungen auf, die sich in einem stark welligen Verlaufe des Wassers zeigen. Es wäre aber ganz verfehlt, wenn man von solchen Ausnahmeerscheinungen ausgehend auf ein gleiches Verhalten unter gewöhnlichen Verhältnissen schließen wollte, und doch geschieht es häufig, weil eben viele Menschen kurzsichtig sind und nur die stark auffallenden Erscheinungen wahrnehmen, dagegen die Aenderungen in der Bewegung des Wassers unter den gewöhnlichen Bedingungen gar nicht bemerken. Ich habe bereits weiter oben die Nebenerscheinungen geschildert, die sich hauptsächlich an den Pfeilerköpfen zeigen. Es müßte nach d'Aubuisson und Freytag das Wasserspiegelgefälle vom Einlauf bis zum Auslauf in der Mitte der Oeffnung gemessen werden. Daß dies tatsächlich geschieht, geht aus der Angabe eines Sachverständigen in einem jüngst zum Austrage gelangten Rechtsstreite deutlich hervor, nach welcher an einer größeren Anzahl von Flußbrücken nie ein stärkerer Stau als 0,05 bis 0,15 m beobachtet worden sein soll. Ein anderer Sachverständiger schrieb mir aber, daß gerade an einer Brücke über den Fluß, welchen der erstere Sachverständige im Auge hatte, im Jahre 1909 der Stau, d. h. der Höhenunterschied des Wasserspiegels am Ein- und Auslauf eines Pfeilers gemessen, 0,38—0,40 m betragen habe. Der Widerspruch dieser beiden Angaben löst sich, wenn man daran denkt, daß letztere Messung jedenfalls nicht in der Brückenmitte vorgenommen worden ist. Die Anschwellungen an den Pfeilerköpfen im Oberwasser verlaufen nämlich manchmal noch etwas in die Brücke hinein, die Wirbel zeitweilig überdeckend, während am Auslaufe die Absenkung zur tieferen seitlichen Stelle auch schon innerhalb der Brücke beginnen kann. Man kann daher sogar, wenn man an den Seiten des Pfeilers mißt, noch ein zu starkes Gefälle erhalten. Dies war offenbar bei der zweiten Angabe der Fall.

Es ist mir unverständlich, wie zwei so entgegengesetzte Anschauungen — nach der einen soll an dem Auslauf der Brücke gar kein Stau, nach der anderen der größte Stau bestehen — so lange nebeneinander bestehen konnten, ohne daß die eine oder andere für falsch erklärt wurde. Es scheint mir aber hier, wie in der Wasserbewegungslehre überhaupt, weniger gedacht, als versucht worden zu sein. Man hätte sonst nicht eine solche Menge von Formeln aufstellen können, von denen jede die andere bekämpft, aber selbst sehr gebrechlich ist. Jedenfalls haben Rühlmann und Tolkmitt einigen Grund gehabt, am Auslauf einen Stau anzunehmen, und auch Wex hat dies als zutreffend anerkannt. Es stehen also drei tüchtige Wasserbauleute gegen eigentlich einen, gegen d'Aubuisson; denn dadurch, daß Freytag seine Flächenverminderung gerade auf die d'Aubuissonsche Formel angewandt hat, ist er nur unter die zahlreichen Verfechter dieser törichten Formel getreten. Er hätte aber mit gleichem Rechte sein Verfahren auf die übrigen Formeln anwenden können, die wohl ebensoviele Verfechter haben wie die

Formel von d'Aubuisson und Belanger; denn diese beiden sind eigentlich ihre Väter. Wie es aber so geht, daß Leute, die vom Wasser gar nichts verstehen, sich doch um derartige Sachen annehmen, so hat man es in Bayern fertig gebracht, die d'Aubuisson-Belangersche Formel schließlich zu einer d'Aubuisson-Rühlmannschen zu stempeln, vielleicht weil sie Rühlmann in seiner Hydromechanik auch vorgetragen hat. Die feindlichen Brüder sind so geeinigt. Ich werde aber weiter hinten zeigen, welche Gewaltmaßregeln man ergreifen muß, um die beiden Formeln unter einen Hut zu bringen. Die Annahme von Rühlmann und Tolkmitt, wonach am Auslauf der Brücke der größte Stau y_0 bestehen soll, ist ebenfalls unrichtig. Die Geschwindigkeit des Wassers in der Brücke ist — das weiß jeder Schiffsmann — viel größer als im Oberwasser. Es muß sich also das Wasser oberhalb der Brücke noch weiter aufstauen, um so viel Ueberdruck zu erhalten, daß die größere Geschwindigkeit in der Brücke erzeugt wird. Dies hat mir auch Engels bestätigt. Er wird also wohl auch bei der nächsten Auflage des Taschenbuchs für Bauingenieure die unrichtigen Staubilder ändern und daraufhin die alten Formeln für unrichtig erklären müssen.

Ganz unbegreiflich ist mir das Vorgehen von Wex. Wie bereits früher bemerkt, hat er den örtlichen Aufstau an den Pfeilerköpfen über die ganze Brückenbreite ausgedehnt gedacht. Er hat aber den Stau nach Rühlmann am Auslauf gerade so groß angenommen, wie im Oberwasser. Er hat Rühlmann heftig angegriffen und doch seine Fehler nachgemacht. Verbessert hat er die Rühlmannsche Formel nur in der einen Richtung, daß sie einen größeren Stau ergibt. Dies wird in der Hauptsache durch die Herabminderung des μ-Wertes bezweckt; denn die andere unrichtige Zutat, die Berücksichtigung der nicht bestehenden Nachsaugung des Unterwassers, müßte den Stau verringern. Ich habe sein Werk durchgesehen und dabei gefunden, daß er ein englisches Ueberfallwehr, bei welchem der Abflußgraben dreimal so breit war wie der Zuflußgraben, zur Begründung seiner Formel herangezogen hat. Bei einer Brücke wird gewöhnlich das Oberwasser breiter als das Unterwasser sein. Die Wexsche Formel bedingt, wie ich schon gezeigt habe, eine viel zu starke Verminderung der Ausflußfläche und infolgedessen unter Umständen eine unheimlich große Ausflußgeschwindigkeit. Was sie also etwa hinsichtlich des Staues vor der Rühlmannschen Formel voraus hat, gebricht ihr hinsichtlich der Angabe der größten Geschwindigkeit. Uebrigens, wenn Wex ein Ueberfallwehr zum Beweise heranzieht, warum sollte es mir verwehrt sein? Rehbock gibt ja an, daß beim vollkommenen Ueberfallwehr der größte Stau nicht über dem Wehre selbst, sondern weiter oben stattfindet. Die Rühlmannsche Formel ist nichts anderes als die Anwendung der Formel des sog. unvollkommenen Ueberfallwehres mit der Wehrhöhe = Null. Was für das vollkommene Ueberfallwehr gilt, trifft auch beim unvollkommenen Wehre, demnach auch bei einer Brücke zu. Die alten Staubilder sind also sämtlich unrichtig. Man müßte mindestens noch einen Stau vom Einlauf zum Oberwasser hinzurechnen, wozu man ja näherungsweise die d'Aubuissonsche Formel verwenden könnte. Wohin man damit kommt, werde ich später am Musterbeispiele zeigen. Vorerst will ich hierauf einmal letztere Formel anwenden, um den Zuwachs des Staues vom Auslauf bis zum Einlauf zu berechnen. Da für den Auslauf μ angenommen ist und am Einlauf bestimmt eine Einschnürung stattfindet, muß man wohl hierfür das gleiche μ ansetzen. Wenn man nun $y_0 = \frac{v^2_{max} - v^2_{min}}{2g}$ setzt — richtiger wäre $y_0 = \frac{v^2_{max} - v^2_{min}}{g}$, da hier nahezu rechteckige Querschnitte vorliegen —, so erhält man bei Auflösung der Gleichung vom dritten Grade drei Werte für y_0, nämlich 0, — 1,18 m und — 3,30 m. Es würde also gar kein Stauzuwachs stattfinden; denn an das Eintreten der beiden Senkungen des Wasserspiegels wird doch niemand glauben. Man käme auf diese Weise also zu der Annahme von Rühlmann und Tolkmitt, wonach der Stau am Auslauf und Einlauf gleich groß ist, was aber auch nicht zutrifft, schon deswegen, weil am Auslaufe keine Einschnürung stattfindet. Diese Anwendung der d'Aubuissonschen Formel zeigt aber recht deutlich, wohin man mit einer derartigen mehrdeutigen Gleichung geführt werden kann. Eine brauchbare Gleichung muß eindeutig sein und darf nicht so widersinnige Stauwerte ergeben, wie oben, wo im einen Falle gar kein Wasser mehr im Flusse wäre, im anderen Falle nur im Hauptschlauche solches bei der geringen Tiefe von 1,32 m vorhanden wäre. Das würde eine hübsche Geschwindigkeit ergeben. Nun kann man die d'Aubuissonsche Formel und ihre Abarten wenigstens auflösen, da sie vom dritten Grade sind, und in dieser Hinsicht sind sie besser als die Rühlmannsche und Wexsche Formel. Es ist mir noch nicht beigefallen, zu untersuchen, wieviele Wurzeln diese beiden Gleichungen eigentlich haben. Die Wexsche Formel scheint mir auch nicht beiderseits gleichwertig. Jedenfalls kann man diese beiden Formeln nur im Wege der Annäherung nach y_0 auflösen. Die d'Aubuissonsche Formel und ihre Abkömmlinge — Formeln von Freytag und von Tolkmitt — sind ferner auch aus dem Grunde unrichtig, weil die Fallformel nur anzuwenden ist, wenn die Geschwindigkeit von einem kleineren Betrage zu einem größeren stetig, wenn auch nicht geradlinig wächst, wie etwa bei dem behandelten Ueberfallwehre, und auch dann nur mit vorläufig nicht zu beseitigender Ungenauigkeit, weil eben das gleichzeitige Anwachsen des Widerstandes, unter Umständen auch die Nachsaugung des Unterwassers unbekannt sind. Bei einer Brücke liegen die Verhältnisse ganz anders, wie beim Wehre. Es nimmt die Geschwindigkeit von der Brücke weg nach beiden Richtungen wesentlich ab und in der Brücke selbst liegt eine Strecke mit ganz geringen Geschwindigkeitsunterschieden. Von einem stetigen Wachstum der Geschwindigkeit vom Ober- zum Unterwasser kann keine Rede sein und es ist ein Unding, gleichwohl die Fallformel anzuwenden, um den Stau, der sich aus mehreren Stufen zusammensetzt, mit einer einzigen Gleichung zu berechnen. d'Aubuisson und Belanger, welche dies doch versucht haben, mußten daher ebenso wie Tolkmitt, der die Sache noch widersinniger angepackt hat, zu ganz ungereimten Annahmen greifen, um die Rechnung überhaupt durchführen zu können. Keinem dieser Formelverfasser ist es aber beigefallen, ihre Gleichungen einmal ordnungsgemäß aufzulösen. Tolkmitt wendet die Fallgleichung an, obwohl er das Gefälle vom Auslauf zum Unterwasser berechnet, wo doch die Endgeschwindigkeit kleiner als die Anfangsgeschwindigkeit ist. Das mag ihm vielleicht aufgefallen sein; denn er hat nicht die Druckhöhen der bezüglichen Geschwindigkeiten, sondern statt jener der Unterwassergeschwindigkeit die Druckhöhe der falsch berechneten Oberwassergeschwindigkeit eingeführt, die allerdings viel kleiner als die Ausflußgeschwindigkeit ist. Dies ist doch der Gipfel aller Willkür; aber Tolkmitt ist etwas entschuldigt, weil ja auch Rühlmann die Oberwassergeschwindigkeit herangezogen hat, obwohl zwischen den in Betracht kommenden Geschwindigkeitsorten ganz andere Bewegungsverhältnisse sich abwickeln. Es ist ganz undenkbar, daß die Oberwassergeschwindigkeit eine Einwirkung auf die Geschwindigkeit am Auslaufe der Brücke ausüben soll. Man kann sich ja die Durchflußlänge der Brücke beliebig groß vorstellen und wird dann zu der Erkenntnis kommen, daß bei genügender Länge in der Brücke eine Strecke mit gleichförmiger Bewegung des Wassers sich befinden muß, wofür ja alle weiter oben erörterten Bedingungen gegeben wären. In der Regel freilich ist die Durchflußlänge verhältnismäßig gering. Es stellen sich dann, wie ich weiter hinten zeigen werde, in der Folge der Bildung von bogenförmigen Uebergängen an den Gefällsbruchstellen andere Gefällsverhältnisse ein. Vielleicht wird die gemeinsame Berührende zweier solcher Gegenbögen ungefähr die Neigung der ursprünglichen Wasserspiegellinie haben. Es sind daher die sämtlichen alten Formeln auch wegen der irrtümlichen Heranziehung der Oberwassergeschwindigkeit unrichtig. Der Irrtum ist wohl von den Ueberfallwehrformeln übertragen worden, bei welchen die Durchflußlänge sehr klein ist. Hieraus schälte sich der Begriff der verschwindend dünnen Gefäßwand, als welche man die Brücke auffaßte. Aber selbst bei ganz dünnen Wänden können keine wesentlich anderen Abflußverhältnisse stattfinden, als wo die Durchflußlänge einen größeren Wert hat. Zu Null aber kann die Durchflußlänge nie werden, und selbst in diesem gedachten Grenzfalle würden sich die Verhältnisse nicht plötzlich ändern.

Was Tolkmitt eigentlich mit seiner Aenderung der d'Aubuissonschen Formel bezweckt hat, ist schwer zu verstehen. Der Erfolg seiner Aenderung ist, daß seine Formel etwa die gleichen Werte wie die Rühlmannsche Gleichung ergibt. Wesentlich einfacher aber wird nach ihm die Rechnung nicht. Wex hat einfach die Rühlmannsche Anschauung übernommen. Nun ergeben die alten Formeln für ein und denselben Staufall die verschiedensten Oberwassergeschwindigkeiten, weil diese Geschwindigkeit $v_0 = \frac{q}{f + b y_0}$ sein soll. q, f und b bleibt bei den Formeln gleich, y_0 ändert sich, also auch v_0. Eine Ausnahme bildet jedoch die Freytagsche Formel, nach welcher $v_0 = \frac{q}{f' + b' y_0}$ wird.

Dr.-Ing. Freytag hat im Jahrgange 1891 der Deutschen Bauzeitung gezeigt, daß man zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers nicht immer die ganze Fläche f heranziehen darf. Jedenfalls darf dies beim Oberwasser einer Brücke nicht geschehen, weil hier, wenn ein Stau vorliegt, nicht mehr alle Wasserfäden senkrecht zum Querschnitte fließen. Für die Berechnung der Geschwindigkeit kommt daher nur eine verminderte Fläche f' in Betracht. Ob auch b zu vermindern ist, scheint zweifelhaft. Bestimmt aber darf diese Verminderung nicht in der von Freytag vorgeschlagenen Weise vorgenommen werden. Ich will dies sogleich an dem Musterbeispiele zeigen. Hierfür würde nach Freytag die verminderte Tiefe des Wassers in den Seitenrinnen $t'_2 = \frac{\lambda_2 t_2^{3/2}}{\lambda_1 t_1^{1/2}} = \frac{32{,}5 \,.\, 1{,}0}{46{,}2 \,.\, 2{,}5^{1/2}} = 0{,}44$ m.
Damit wird die wirksame Fläche $f' = 196{,}5 + 2 \,.\, 50 \,.\, 0{,}44 = 240{,}5$ qm. Nun soll die Wasserspiegelbreite auch vermindert werden, indem

$b' = \frac{f'}{t_1} = \frac{240,5}{2,5} = 96,2$ m gesetzt wird. Dann ist die ganze wirksame Oberwasserfläche $240,5 + 96,2\, y_0$. Dieses y_0 wurde nun nach d'Aubuisson zu 0,21 m berechnet und es findet sich

$$v_0 = \frac{547}{240,5 + 96,2 \,.\, 0,21} = 2,09 \text{ m.}$$

Die ursprüngliche mittlere Geschwindigkeit aber ist $v = \frac{547}{295} = 1,85$ m. Es müßte also die Oberwassergeschwindigkeit beträchtlich größer als die Unterwassergeschwindigkeit sein, was doch kaum möglich ist.

Zu ganz derselben auffälligen Erscheinung kommt man auch, wenn man das von Freytag selbst a. g. O. vorgetragene Beispiel der Obernburger Mainbrücke genauer betrachtet. Nun liegt gewiß ein großer Teil dieses Irrtumes in der Unrichtigkeit der d'Aubuissonschen Stauformel, die eben in beiden Fällen ein zu kleines y_0 liefert, ein anderer Teil aber auch in der ganz willkürlichen Verkleinerung von b.

Ich will einmal annehmen, daß b gar nicht verkleinert wird, daß aber die wirksame Wassertiefe ganz außen am Rande Null sei und von da geradlinig bis zur vollen Tiefe am Rande des Hauptschlauches anwachse, daß also die wirksame Fläche in den Seitenrinnen dreieckig statt nach Freytag viereckig sei. Ich nehme ferner nach meiner Formel $y_0 = 0,38$ m an und erhalte nun als wirksame Oberwasserfläche $196,5 + 80 \,.\, 0,38 + 50 \,.\, 1,38 = 295,9$ qm, also $v_0 = \frac{547}{295,9} = 1,85$ m. Also finde ich auf diese Weise die ursprüngliche Geschwindigkeit. Dahin würde man auch gelangen, wenn man die d'Aubuissonsche Gleichung eindeutig machen würde, denn man müßte dann in der Gleichung $v_0 = \frac{q}{f + b y_0}$ den Ausdruck $b y_0$ verschwinden lassen. Ich habe seinerzeit auch diese Abart der d'Aubuissonschen Formel an der hiesigen Hochschule von Professor Asimont vortragen gehört, kann mich aber nicht entsinnen, wer der Verfasser dieser Formeländerung war. Tatsächlich wird man nicht weit fehlgehen, wenn man annimmt, daß die mittlere Oberwassergeschwindigkeit gleich der ursprünglichen Mittelgeschwindigkeit ist. Was geschieht denn eigentlich im Oberwasser der Brücke? Der Fluß beginnt zu steigen, staut sich damit immer mehr auf und erreicht mit der Ankunft der Höchstflutwelle an der Brücke einen gewissen Beharrungszustand, für welchen eben die Stauberechnung anzustellen ist. Hierbei hat sich oberhalb der Brücke eine Art von

See mit geneigter Oberfläche gebildet, durch welchen sich das Wasser nach verschiedenen Richtungen wälzt. Im allgemeinen nimmt dabei das Wasserspiegel- und das Schwerpunktsgefälle von der Stelle des Beginnes der Aufstauung bis zur Stelle des höchsten Staues stetig ab, die wirksame Wassertiefe aber zu. Gewisse äußere und untere Teile des Querschnittes scheiden als in der Hauptflußrichtung nicht mehr wirksam von der Querschnittsfläche aus und es ändern sich die Umfangsverhältnisse der wirksamen Fläche in einer für die Bewegung des Wassers günstigen Weise. Unmöglich ist es also nicht, daß das Wasser im Stausee in der Flußrichtung betrachtet seine ursprüngliche mittlere Geschwindigkeit beibehält. Es ist auch nicht wahrscheinlich, daß hier, wo sich das Wasser gewissermaßen selbst jenes Bett aussuchen kann, welches ihm den geringsten Widerstand bietet, ein merklich größerer Verlust an Arbeitsfähigkeit eintreten sollte, als in der gleich langen Strecke des ungestauten Flusses. Bleibt aber die Arbeitsfähigkeit im wesentlichen unvermindert, so muß, da sich die Wassermenge nicht ändert, auch die mittlere Geschwindigkeit sich gleich bleiben. Ich bin daher anderer Ansicht als einige Hochschullehrer, welche noch die alten Formeln verfechten und meinen, die Oberwassergeschwindigkeit könne nur dann der ursprünglichen Mittelgeschwindigkeit gleich sein, wenn der Stau verschwindend klein sei. Die sehr beachtenswerten Ausführungen Freytags scheinen an mancher Hochschule gar nicht beachtet worden zu sein. An anderen lehrt man die Formeln von d'Aubuisson und von Freytag friedlich nebeneinander. Einmal die Rechnungen auf ihre Einzelergebnisse genauer anzusehen, hat noch niemand der Mühe wert gehalten. Unter solchen Umständen ist es kein Wunder, wenn von den Hochschulen kein rechter Fortschritt in der Wasserbewegungslehre kommt. Nun will ich sogleich einmal nachsehen, wie sich die d'Aubuissonsche Formel verhält, wenn ich sie für die nach meiner Anschauung verminderten Oberwasser- und Einlaufquerschnitte anwende. Für den fraglichen Oberwasserquerschnitt mit 295,9 qm liegt nämlich der Schwerpunkt 1,679 m über der Sohle des Hauptschlauches, für den Einlaufquerschnitt mit 211,6 qm aber 1,365 m, so daß der Unterschied 0,314 m beträgt. Dann wird die Einlaufgeschwindigkeit $v_e = \frac{547}{211{,}6} = 2{,}585$ m und die Oberwassergeschwindigkeit $v_0 = \frac{547}{295{,}9} = 1{,}854$ m und $\frac{v_e^2 - v_0^2}{g} = 0{,}329$ m. Die Sohle fällt mit $\iota = 0{,}001$. Dieses Gefälle, das man im Längenmaß nicht verwerten kann, weil man die Entfernung der Brücke von der Stelle, wo y_0 stattfindet, nicht kennt, dient zur Bewältigung des größten Teiles des Widerstandes. Möglicherweise findet in den Einlaufwirbeln eine Nachsaugung statt, welche die Widerstandsmehrung zufolge der Geschwindigkeitszunahme teilweise ausgleicht. Genau kann man diese Verhältnisse nicht berücksichtigen. Der Unterschied zwischen 0,314 m und 0,329 m ist indessen so gering, daß man die gemachten Annahmen für bestätigt erachten darf. In diesem Falle ist wegen der besonderen Form des Oberwasserquerschnittes das Wasserspiegelgefälle vom Oberwasser zum Einlauf $y_0 - y_e = 0{,}18$ m geringer als die Schwerpunktssenkung. Setzt man aber $y_0 - y_e = \frac{v_e^2 - v_0^2}{2g} = 0{,}164$ m, so erhält man auch nur einen geringen Unterschied. Man kann also, ohne auf die umständliche Bestimmung der Schwerpunktssenkung einzugehen, wenigstens annähernd die Stauzunahme vom Einlauf zum Oberwasser mittels der d'Aubuissonschen Formel berechnen. Jedenfalls ist aber das Schwerpunktsgefälle für die Wasserbewegung maßgebend. Auf alle Fälle ist dargetan, daß die Berechnungsweise der alten Formeln auch hinsichtlich der Größe der Oberwassergeschwindigkeit unrichtig ist. Wenn meine Annahme zutrifft, braucht man v_0 überhaupt nicht zu berechnen, da es gleich der ursprünglichen Geschwindigkeit ist.

Mit dieser Annahme müßte man aber auch das Gefälle des Oberwassers bestimmen können, indem man von der Näherungsgleichung $v = \lambda t \sqrt{\iota}$ Gebrauch macht. Es ändert sich hier zwar ι und t etwas, der Einfluß dieser Aenderungen gleicht sich aber ziemlich aus. Ist w_1 der Abstand jener Stelle des Oberwassers, wo der Stau noch y_1 beträgt, von der Stelle, wo y_0 vorhanden ist, ι_u das ursprüngliche Gefälle und t_u die ursprüngliche mittlere Tiefe, so führt die obige Annahme auf die Gleichung

$$w_1 = \frac{1}{\iota_u}\left[y_0 - y_1 + \frac{1}{2\,t_u} \log \text{nat} \frac{y_0\,(2\,t_u + y_1)}{y_1\,(2\,t_u + y_0)}\right].$$

Für das erwähnte Musterbeispiel war

$\iota_u = 0{,}001$, $t_u = 1{,}64$ m, $y_0 = 0{,}38$ m (nach meiner Formel).

Nach Rühlmann wäre die Gleichung

$$w_1 = \frac{t_2}{\iota_u}\left[\text{funkt}\left(\frac{y_0}{t_2}\right) - \text{funkt}\left(\frac{y_1}{t_2}\right)\right]$$

zu verwenden mit $t_2 = 1{,}0$ m. In der folgenden Zusammenstellung sind für einige y_1-Werte die w_1 nach beiden Formeln berechnet.

y_1 in m	w_1 in m nach Hofmann	nach Rühlmann
0	∞	1478
0,05	921	908
0,10	663	643
0,15	494	492
0,20	363	342
0,25	248	239
0,30	147	135

Eine solche Uebereinstimmung wäre kaum möglich, wenn die Voraussetzung einer gleichbleibenden Oberwassergeschwindigkeit unrichtig wäre. Für $y_1 = 0$ herrscht allerdings keine Uebereinstimmung. Aber man weiß ja, daß man bei derartigem Verlaufe von Linien sich mit ganz oder gar unendlich kleinen Größen nicht zu befassen hat, zudem auch ι_u selten auf große Strecken gleich bleibt. Solange die y_1 noch eine Bedeutung haben, wird die neue Formel vollständig genügen. Sie ist zum mindesten ebenso zuverlässig wie jene von Rühlmann, aber wesentlich einfacher. Ich habe im vorstehenden bereits einige Buchstabenbeizeichen gebraucht und möchte, um in der Folge Erklärungen zu ersparen, feststellen, daß das Zeichen u den ursprünglichen Zustand, der auch als ungestauter oder als Unterwasserzustand bezeichnet werden kann, bedeuten soll, während sich a, b, e und o auf den Auslauf, die Brückenmitte, den Einlauf und die Stelle des größten Staues beziehen sollen. Im allgemeinen sei angenommen, daß $f_a = f_b = f_e$ und $b_a = b_b = b_e$ gesetzt werden darf. Nun will ich einmal zunächst mit diesen Bezeichnungen die alten Formeln untereinander angeben, damit ihr Unterschied mehr in die Augen fällt. Dann ist

$$\text{nach d'Aubuisson } y_0 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{q}{\mu_a f_a}\right)^2 - \left(\frac{q}{f_u + b_u y_0}\right)^2\right],$$

$$\text{nach Tolkmitt } y_0 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{q}{\mu_a (f_a + b_a y_0)}\right)^2 - \left(\frac{q}{f_u + b_u y_0}\right)^2\right],$$

$$\text{nach Freytag } y_0 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{q}{\mu_a f_a}\right)^2 - \left(\frac{q}{f'_u + b'_u y_0}\right)^2\right],$$

$$\text{nach Rühlmann } q = \mu_a \sqrt{2g}\left[f_a\left(y_0 + \frac{v_0^2}{2g}\right)^{1/2} + \frac{2}{3} b_a \left\{\left(y_0 + \frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v_0^2}{2g}\right)^{3/2}\right\}\right].$$

Die Wexsche Formel läßt sich so einfach nicht anschreiben. Wenn $\mu_3 = 0{,}67$ die Dubuatsche Nachsaugungszahl, $\left(\frac{\varphi}{2}\right)$ der Cosinus des halben Winkels zwischen der Ufer- und Flußrichtung, v_1 die mittlere Geschwindigkeit des Unterwasserteiles 1 ist, die man eigentlich nicht genau kennt, sondern mittels einer der älteren Geschwindigkeitsformeln bestimmen muß, wofür man im allgemeinen aber ohne großen Fehler v_u setzen darf, so wird nach Wex

$$s = \frac{v_0^2}{2g}\left[1 + \frac{b_u - b_a}{b_a}\left(\frac{\varphi}{2}\right)^2\right],$$

$$s_1 = s + y_0 + \mu_3 \frac{v_1^2}{2g},$$

$$q = \sqrt{2g}\left[\mu_1\left(f_a - \frac{\mu_3 b_a v_1^2}{2g}\right)s_1^{1/2} + \frac{2}{3}\mu_2 b_a\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right)\right].$$

Außer diesen Formeln gibt es noch einige, die durch Abstriche aus ihnen hervorgegangen sind, auf die ich aber lieber nicht eingehen will.

Diese Abstriche bezweckten eine sog. Vereinfachung. Das gerade Gegenteil hat Wex geleistet, der sich alle Mühe gegeben hat, die Formel tunlichst umständlich zu machen.

Ich will nun zunächst die Ergebnisse der mit dem erwähnten Musterbeispiel von einer Oberbehörde angestellten Stauberechnungen einmal untereinander stellen, damit man ihr Verhalten zueinander besser übersehen kann.

Formel von	v_u	μ_a	y_a	v_a	μ_e	y_e	v_e	v_0	y_0	$\frac{v_e^2 - v_0^2}{2g}$	$y_0 + \frac{v_e^2 - v_0^2}{2g}$
d'Aubuisson	1,85	0,95	0,00	2,93	0,95	0,31	2,61	1,56	0,31	0,22	0,53
Freytag . .	„	„	„	„	„	0,21	2,70	2,09	0,21	0,15	0,36
Tolkmitt .	„	„	0,23	2,68	„	0,23	2,68	1,64	0,23	0,23	0,46
Rühlmann .	„	„	0,24	2,67	„	0,24	2,67	1,63	0,24	0,23	0,47
Wex . . .	„	0,59	0,52	3,91	0,59	0,52	3,91	1,41	0,52	0,68	1,20

Die Ergebnisse der Formeln von Tolkmitt und Rühlmann lassen recht deutlich erkennen, daß y_0 eigentlich nur y_a sein soll, bzw. daß y_0 ungefähr doppelt so groß ist, wie y_a, was ja auch bei meiner Formel der Fall ist. Die Formel von Freytag ergibt unter Zurechnung von $\frac{v_e^2 - v_0^2}{2g}$ ungefähr die von mir berechnete Stauhöhe. Dies ist wohl davon herrührend, daß die Geschwindigkeiten nach Freytag sich so verhalten, daß v_e nahezu gleich v_a

und $v_0 > v_u$ wird. Die Formel von d'Aubuisson ergibt einen zu geringen Stau (0,31 m), trotzdem die Ausflußgeschwindigkeit (2,93 m) nicht mäßig ist. Die Wexsche Formel versagt hier gänzlich. Nun möchte ich noch zeigen, wie man die Formeln von d'Aubuisson und Rühlmann zur Uebereinstimmung bringen kann. Es ist nach d'Aubuisson

$$q = \mu_a \sqrt{2g}\,(f_a + b_a y_a) \sqrt{\frac{v^2_{max}}{2g}}$$

und nach Rühlmann

$$q = \mu_a \sqrt{2g}\left[f_a\left(y_a + \frac{v^2_{min}}{2g}\right)^{1/2} + {}^2/_3\, b_a \left\{\left(y_a + \frac{v^2_{min}}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2_{min}}{2g}\right)^{3/2}\right\}\right],$$

wobei natürlich d'Aubuisson $y_a = 0$ und Rühlmann $y_a = y_0$ annimmt. Setzt man aber in letzterer Gleichung

$$y_a = 0 \text{ und } v_{min} = v_{max},$$

so herrscht die schönste Uebereinstimmung beider Formeln. Wenn also kein Stau vorhanden ist, sind beide Formeln richtig.

Nun so ziemlich am Ende meiner Erwägungseinwände gegen die alten Formeln angelangt, kann ich nicht umhin, noch darauf einzugehen, was manchmal unverständige Leute weiter aus diesen Formeln machen. Da ist es ein sehr beliebtes Vorgehen, $v_0 = 0$ zu setzen. Freilich ist dies mehr ein Rechnungs- als Denkverfahren; denn die Werte von v_0 werden nach der irrigen Annahme

$$v_0 = \frac{q}{f_u + b_u y_0}$$

oft so klein, daß $\frac{v_0^2}{2g}$ nur wenig von Null verschieden ist. Daher hängt das Ergebnis der d'Aubuissonschen Formel zu sehr von der unrichtig angenommenen Ausflußgeschwindigkeit ab, was auch Dr.-Ing. Weyrauch in seinem Buche „Hydraulisches Rechnen" angibt, wo er sich meinen Bedenken gegen diese Formel so ziemlich anschließt und zu dem Urteile kommt, daß sich ihre Anwendung nicht empfiehlt. In Bayern aber hält man diese Formel für die beste und findet, daß sie richtige Werte liefert, solange die Einengung des Hochwasserquerschnittes durch die Brückeneinbauten sich in zulässigen Grenzen hält. Andernfalls soll sie zu große Stauwerte und infolgedessen zu große Geschwindigkeiten am Brückenauslauf geben, was darauf hinweise, daß die angenommenen Brückenlichtweiten unzulänglich sind.

Zu einer solchen Anschauung konnte man natürlich nur dadurch gelangen, daß die d'Aubuissonsche Formel in den meisten Lehr- und Handbüchern in der Form

$$y_0 = \frac{q^2}{2g}\left[\frac{1}{(\mu_a f_a)^2} - \frac{1}{(f_u + b_u y_0)^2}\right]$$

erscheint. Da hat wohl einmal jemand, sich seiner ersten Beschäftigung mit der Buchstabenrechnung erinnernd, geglaubt, eine große Vereinfachung der Rechnung zu erzielen, indem er das in den beiden Gliedern des Klammerausdruckes enthaltene q^2 vor die Klammer setzte. Dann bleiben natürlich innerhalb der Klammer wesenlose, sehr kleine Gebilde übrig, die man ohne weiteres Nachdenken voneinander abzieht. Durch die Vermehrung des Unterschiedes mit der meistens ziemlich großen Zahl $\frac{q^2}{2g}$ kommt man ja nach einiger Mehrarbeit zu demselben Ergebnisse, als wenn man v^2_{max} um v^2_{min} vermindert und diesen Unterschied durch 2g geteilt hätte.

Ja, die Mathematik ist wirklich ein gefährliches Spielzeug in der Hand des Unverständigen. Die traurigen Folgen zeigt hier recht deutlich der oben vorgetragene Weisheitsspruch, in dem die Ursache mit der Wirkung verwechselt wird. Noch ein Beispiel solcher Verirrung muß ich vortragen. Zu der Stauberechnung nach dem Musterbeispiele mittels der angegebenen fünf alten Formeln hat die erwähnte Oberbehörde nämlich noch drei mir unbekannte Formeln herangezogen oder vielleicht auch nur kleinere μ-Werte zu einigen Formeln verwendet. Es soll nämlich hierfür an einem Flusse die Wassermenge mittels Schwimmermessung bestimmt und dann an einem Grundablaß mit trichterförmigem Ein- und Auslauf und an einem Ueberfallwehr mit breiter Krone μ außerordentlich klein (0,68 bzw. 0,54) gefunden worden sein. Dementsprechend würde natürlich der Stau viel größer ausfallen, als wenn, wie bei den übrigen Rechnungen geschehen, $\mu = 0{,}95$ gesetzt wird. Es sollen die drei anderen Formeln denn auch Stauhöhen bis zu 0,77 m ergeben haben. Anstatt daß man nun aus diesen auffälligen Unterschieden (0,21 m bis 0,77 m) den Schluß gezogen hätte, daß die eine oder andere Formel entschieden falsch sein muß, hat man den Mittelwert aus allen acht Ergebnissen gesucht, der ungefähr dem Ergebnisse der d'Aubuissonschen Formel (0,31 m) am nächsten lag, und dies sollte eine Begründung dieser Formel sein. Vielleicht hätte das Ergebnis meiner neuen Formel (0,38 m) dem Mittelwerte noch näher gelegen. Ich würde mich aber hüten, ein solches zufälliges Zutreffen irgendwie für die Begründung meiner Annahmen zu verwerten.

Aus meiner Erfahrung habe ich bereits mitgeteilt, wie der Stau nach d'Aubuisson unrichtig gemessen wird. Da sind mir zwei lehrreiche Fälle aus dem Jahre 1899 in Erinnerung gekommen, wo es sich um die Anmerkung des Oberwasserstandes an Brücken gehandelt hat. Die bezüglichen Höhenmarken waren nämlich so angebracht, daß ich mir gar nicht denken konnte, wie bei der damaligen Hochflut jemand an die betreffende Stelle gelangen konnte. Da stellte sich denn in einem Falle heraus, daß in dem Hochwasser gerade noch eine Weidenkrone bemerkbar war, und nach Ablauf des Wassers wurde ihre Höhe in die Brücke übertragen. Im anderen Fall war ein Kahn an einem Pfeiler zerschellt und aus den auf den Vorkopf geschleuderten Trümmern wurde die Wasserhöhe bestimmt und angemerkt, die dann nach zeitraubenden Erhebungen um etwa 0,6 m zu hoch befunden wurde. In diesen beiden Fällen waren nur untergeordnete Bedienstete im Spiele. Es sind mir aber schon wiederholt Stauberechnungen und Stauaufnahmen zu Gesicht gekommen, wonach das Gefälle des Oberwassers beträchtlich größer war als jenes des Unterwassers. Ja, ich habe auch schon gesehen, wie bei einer Stauberechnung nach Rühlmannscher Art die Druckhöhe der Ausflußgeschwindigkeit statt der Oberwassergeschwindigkeit zum Stau gezählt wurde, und diese Rechnungen wurden nicht beanstandet.

Die Freytagsche Flächenverminderung wird auch auf unregelmäßige freie Flüsse angewandt. Da konnte ich einmal sehen, wie mit der vorgeschriebenen Wassermenge die Wasserhöhe in einer größeren Anzahl aufeinander folgender Querschnitte in dieser Weise berechnet wurde, wobei immer das erhobene Durchschnittsgefälle des Hochwasserspiegels in fraglicher Strecke zugrunde lag. Die gefundenen Wasserhöhen waren aber mehrmals so, daß das Wasser Gefälle flußaufwärts gehabt hätte. Auch dies wurde nicht beanstandet, vielmehr die fragliche Berechnung als sehr geistreich gerühmt. Es scheint mir nach allem, als ob das Unverständnis in Wassersachen nicht nur bei den untergeordneten Stellen zu suchen sei. Ich habe vielmehr triftigen Grund zur Besorgnis, daß es sich auch in den oberen Dienststellen breit macht, ja selbst an manchen Hochschulen heimisch ist.

Nun wird es aber an der Zeit sein, mit Beobachtungsstoff hervorzurücken, weil man doch allein auf Erwägungen hin kaum ein abschließendes Urteil fällen kann. Da muß ich zunächst aus meiner eigenen Erfahrung berichten, die ich so im Laufe der Zeit im Eisenbahndienste gesammelt habe. Ich weiß aus einer langen Reihe von Jahren, daß in dieser Verwaltung fast nur die Rühlmannsche Formel angewandt wurde. Wenigstens war dies bei den Entwürfen aller Brücken der Fall, die ich im folgenden besprechen werde. So entsinne ich mich aus meiner Tätigkeit im Eisenbahnbau auf drei Rechtsstreite wegen Besitzstörung durch zu starke Aufstauung kleinerer Flüsse, wobei Mühlen und wertvolle Anwesen in Mitleidenschaft gezogen worden waren. Ich mußte selbst die Stauberechnungen nochmals anfertigen. Auf der gegnerischen Seite wußte man gegen die anerkannt gute Rühlmannsche Formel nichts einzuwenden, schob aber die Schuld an der Nichtbewährung der Rechnung auf die ungünstige Anordnung der Uebergänge, wie zu starke Schrägung und einseitige Anlage der Brücken, während man auf der Bahnseite die Wassermenge verantwortlich machen wollte, die gegen Erwarten groß ausgefallen sein sollte. Die Eisenbahnverwaltung hatte den Schaden zu tragen. Etwas später konnte ich während des Bahnbaues selbst sehen, daß der Stau an den Brücken schon bei kleineren Hochwasserabgängen größer ausfiel, als wie er für das Höchstwasser berechnet worden war. Erst im Bahnunterhaltungsdienste kam ich zur vollen Erkenntnis, daß die Rühlmannsche Formel nicht viel taugt. Im Spätherbst 1899 brachte das Hochwasser im südlichen Bayern viel Unheil mit sich. An einer Bahnbrücke über ein kleines Seitental mit etwa $\iota = 0{,}005$ stellte sich ein ungewöhnlich hoher Stau ein, so daß das Wasser in ein bisher hochwasserfrei gewesenes Haus eindrang. Gerade der Wasserstand im Wohnzimmer dieses Gebäudes, der genau angemerkt wurde, gab Veranlassung, der Beschwerde des Anwesenbesitzers stattzugeben und eine Flutbrücke nachträglich in den Damm einzubauen. Beim Entwurfe dieser Brücke konnte ich doch kaum die Rühlmannsche Formel, welche sich so schlecht bewährt hatte, wieder verwenden. Ich änderte sie daher so ab, daß sie ungefähr einen doppelt so großen Stau ergeben mußte, und dieses Verfahren fand auch zuständigen Ortes die Genehmigung.

Vorher hatte ich selbst kleine Stauversuche unternommen. Ich sorgte dafür, daß aus einem Gefäße mit gleichbleibendem Wasserstande stetig dieselbe Wassermenge ausfloß, die ich genau messen konnte. Dann ließ ich das Wasser über eine Rinne abfließen, die den Fluß darstellte und, in verschiedene Neigung gebracht, unterschiedliche Wassertiefen ergab. Die Brückenöffnung wurde durch Quereinschiebung von Brettern größer oder kleiner gehalten. Dann berechnete ich den Stau nach Rühlmann. Der wirklich eingetretene Stau war immer etwa doppelt so groß, wie der berechnete. Die Durchflußlänge war freilich hier nicht größer als die Brettdicke. Dieser höchst einfache Versuch ist jedenfalls einwandfrei. Ich habe übrigens im Jahrgange 1900 der Deutschen Bauzeitung über fragliches Hochwasser und die Formeländerung, die ich ja nicht mehr vertreten kann, eingehend berichtet. Es wäre also bisher genügend Zeit gewesen, daß man sich an den Versuchsanstalten in ähnlicher Weise über das Verhalten der sämtlichen alten Stauformeln unterrichtet hätte. Man wäre dann sicher auf ihre Unzulänglichkeit aufmerksam geworden. Für den oben erwähnten nachträglichen Brückenbau benötigte ich zur Entwurfsbegründung der Aufnahme fraglichen Hochwassers, und da stellte es sich heraus, daß sie — jedenfalls ein günstiger Zufall — von zwei Dienststellen ohne Vorwissen der anderen betätigt worden war. Der Vergleich der beiden Aufnahmen zeigte gute Uebereinstimmung, und ich denke, man wird daher gegen die diesen Aufnahmen entnommenen Angaben nichts einwenden können. Im fraglichen Seitental lag der Bach näher am rechten Rande. Links vom Bache befand sich ein mehrfach ausgemuldetes, sumpfiges, von Gräben durchzogenes Wiesgelände. Die Behörde, welcher der Bahnbau oblag, sah im Talübergange eine eisenüberbaute Brücke von 7,5 m oberer Lichtweite für den Bach und einen Doppelrohrdurchlaß von je 0,6 m Weite für den Hauptgraben im linksseitigen Ueberflutgebiete vor. Auf Grund einer Formel zur Berechnung der Hochwassermenge aus dem Niederschlagsgebiete wurde $q = 16{,}0$ cbm angenommen, der Wasserstand mittels einer Geschwindigkeitsformel bestimmt und die Staurechnung nach Rühlmann durchgeführt, wobei $y_0 = 0{,}35$ m und $v_a = 2{,}5$ m angenommen war. Die Aufnahme des Hochwassers vom Jahre 1899 ergab, daß der Wasserstand etwas niedriger war und dementsprechend die Wassermenge nur 14,0 cbm betragen hat, während der Stau zu 0,73 m gefunden wurde. Dies ist sicher eine schlechte Uebereinstimmung von Vorausberechnung und Tatsache. Die folgenden Höhenangaben für den Wasserspiegel sind in Meter über NN den Aufnahmen entnommen.

Unterwasserhöhe am Rande rechts und links . . .	453,52
„ „ Rohrdurchlasse links	453,55
„ in etwa der Mitte zwischen der Brücke und dem Rande rechts . . .	453,76
„ am Auslaufe selbst	453,86
Oberwasserhöhe am Einlaufe links	453,94
„ „ „ rechts	453,93
„ „ Rohrdurchlasse links	454,09
„ zwischen der Brücke und dem Rande rechts	454,20
„ am Rande links	454,29
„ „ „ rechts	454,28

Wenn man bei den etwas abweichenden Zahlen die Mittelwerte nimmt und das natürliche Gefälle auf die entsprechenden Längen abzieht (die Durchflußlänge ist nur 3,0 m), so findet sich

$$y_a = 0{,}33 \text{ m}, \quad y_e = 0{,}39 \text{ m}, \quad y_0 = 0{,}735 \text{ m}.$$

Es ist also hier das Wasser oben von allen Seiten auf die Hauptbrücke zugeflossen, mit ziemlich starkem Gefälle durch dieselbe geströmt und hat sich dann unten wieder nach allen Seiten ausgebreitet, was doch meine Anschauung hinlänglich bestätigt. Dabei war der Rohrdurchlaß ganz unter Wasser, so daß nur die Lichtweite der Brücke für die Stauberechnung in Betracht kommt. Es fand sich mit fraglicher Unterwasserhöhe

$$f_u = 32 \text{ qm}, \quad b_u \approx 200 \text{ m}, \quad f_a = 3{,}7 \text{ qm}, \quad b_a = 7{,}4 \text{ m}.$$

Nimmt man für diesen Fall $\mu = 0{,}9$ an, wie beim Entwurf der Brücke, so erhält man

nach Rühlmann $y_0 = 0{,}30$ m, $v_a = 2{,}63$ m,
„ Tolkmitt $y_0 = 0{,}32$ m, $v_a = 2{,}57$ m,
„ d'Aubuisson $y_0 = 0{,}88$ m, $v_a = 4{,}21$ m.

Die Wexsche Formel hingegen liefert

$$y_0 = 0{,}62 \text{ m}, \quad v_a = 2{,}90 \text{ m}.$$

Würde man dagegen μ nach Bazin berechnen, so erhielte man nur $0{,}7 + 0{,}029 \sqrt{7{,}4} = 0{,}779$, und hiermit fände sich

nach Rühlmann $y_0 = 0{,}47$ m, $v_a = 2{,}51$ m,
„ d'Aubuisson $y_0 = 1{,}20$ m, $v_a = 4{,}86$ m.

Tatsächlich hat die Auslaufgeschwindigkeit etwa 2,28 m betragen. Die Brücke wurde nicht beschädigt, was allerdings vielleicht auf die Abpflasterung ihrer Sohle und des anstoßenden Grabens mit Beton zurückzuführen sein wird. Ob dieser aber einer Geschwindigkeit von 4,86 m und selbst 4,21 m, die sich nach d'Aubuisson ergibt, hätte widerstehen können, bleibt immerhin fraglich. Die Oberwassergeschwindigkeit wäre nach den alten Formeln nur 0,052 m gewesen. Da könnte man freilich $\frac{v_0^2}{2g}$ gleich Null setzen. Wenn man dann nachsieht, wie groß nach d'Aubuisson μ sein müßte, damit $y_0 = 0{,}73$ m wird, so findet sich $v^2_{max} = 0{,}73 \, . \, 19{,}62$, also $v_{max} = 3{,}78$ m und $\mu = \frac{14}{3{,}78 \, . \, 3{,}7} = 1{,}0$. Wer hieraus den Minderwert der d'Aubuissonschen Formel noch nicht einsieht, der wird schwer eines Besseren zu belehren sein. Aber auch die anderen Formeln bewähren sich hier sehr schlecht, man mag die

Sache anpacken, wie man will. Freilich gibt es Leute, die immer einen Einwand bereit haben, wenn ihnen etwas nicht recht paßt. Dann heißt es einfach: „Das ist ein Ausnahmefall, und zudem kann man von einer so kleinen Brücke nicht auf das Verhalten einer Flußbrücke schließen.“ Bei den Menschen soll es allerdings vorkommen, daß sich die Großen ganz anders verhalten, wie die Kleinen, das Wasser aber scheint sich mehr an seine Bestimmung zu erinnern. Wenigstens hat man bei dem Druckgesetze bisher noch keinen Unterschied feststellen können, ob nun das Wasser ganz seicht oder sehr tief war. Des erwähnten Einwandes gewärtig will ich sogleich das Beispiel einer größeren Brücke aus dem hochwasserreichen Jahre 1909 vorführen. Leider sind hierfür die Aufnahmen nicht mehr so ausführlich betätigt worden, was aus den damaligen Verhältnissen wohl erklärlich ist, wo an allen Ecken und Enden im nördlichen Bayern das Hochwasser gewütet hatte. Die Brücke oder vielmehr die Brücken — denn es sind mehrere, ziemlich auseinanderliegende Bauwerke — dienen zur Uebersetzung eines Flusses, der damals etwa 750 cbm Wasser geführt hat. Um kleinliche Verhältnisse hat es sich hier gewiß nicht gehandelt, aber das Hochwasser scheint noch lange kein Höchstwasser gewesen zu sein. Wenigstens wurde beim Entwurfe der Brücke mit einer wesentlich größeren Wassermenge, nach Rühlmann ein Stau von 0,50 m berechnet, wobei aber verschiedene Ausschlitzflächen als wirksam in Ansatz gebracht waren. Der Stau hat nach den Aufnahmen etwa 0,95 m betragen. Nach einer Skizze war immer in der Mitte zwischen zwei Brücken der höchste Stand auf der Bergseite, der niedrigste auf der Talseite und der fragliche Höhenunterschied war zwischen den einzelnen Brücken gleich. Von den Buckeln im Oberwasser floß das Wasser auf die nächstgelegenen Oeffnungen zu, mit starkem Gefälle durch dieselben und senkte sich dann auch wieder nach den seitlichen Tiefstellen. Es hat sich das Wasser hier also genau so verhalten, wie bei der kleinen Brücke im Jahre 1899. Nur sind leider die Höhen der Wasserspiegel am Ein- und Auslauf der Brücken nicht aufgenommen worden. Das Wasser hat bedeutenden Schaden angerichtet. Daß die Brücken unter ungünstigen Verhältnissen standen, geht schon aus der folgenden Zusammenstellung der Maßgrößen hervor. Es war $f_u = 557$ qm, $b_u = 793$ m, $f_a = 189{,}6$ qm, $b_a = 136{,}7$ m, worin die Ausschlitzungen nicht mehr berücksichtigt sind. Mit $\mu = 0{,}9$, wie beim Bauentwurfe, findet sich y_0 nach Rühlmann $= 0{,}57$ m, nach Tolkmitt $= 0{,}50$ m, nach d'Aubuisson $= 0{,}94$ m. Die Wexsche Formel liefert $y_0 = 0{,}83$ m. Mit μ nach Bazin ergibt die Rühlmannsche Formel $y_0 = 0{,}58$, $v_a = 3{,}18$ m, die d'Aubuissonsche Formel $y_0 = 0{,}95$, $v_a = 4{,}68$ m. Es kommt hier nur ein geringer Unterschied der μ-Werte in Betracht, so daß auch die Stauhöhen nach beiden Annahmen sich wenig ändern. Man sieht, daß diesmal die Formel von d'Aubuisson die richtige Stauhöhe ergibt, dagegen ist hiernach die Ausflußgeschwindigkeit viel zu groß. Es ist also die Behauptung widerlegt, daß diese Formel bei mäßiger Ausflußgeschwindigkeit die richtige Stauhöhe ergebe. Sie verhält sich vielmehr so, daß entweder v_a oder y_0 oder beide falsch sind. Auch die übrigen Formeln haben sich nicht bewährt. Wenn die beträchtlichen Ausschlitzflächen mit in Rechnung gezogen worden wären, so hätte nach sämtlichen Formeln eine Abminderung des Staues stattgefunden, wodurch die Ergebnisse nicht besser geworden wären.

Ein anderer Hochwasserfall aus dem Jahre 1909 ist besonders deswegen bemerkenswert, weil bei ihm das Oberwasser links um 0,18 m höher stand als rechts, was sich aber dadurch einfach erklären läßt, daß sich eben der Fluß unmittelbar oberhalb der Brücke scharf nach der linken Seite wendet. Es kommt deshalb die Fortpflanzung des Staues flußaufwärts hier in Erscheinung und es hat die Berechnung der Mehrhöhe nach meiner oben angegebenen Formel wohl befriedigt.

Die Aufnahmen waren bei dieser Brücke leider noch mangelhafter als bei der vorigen. Die Verhältnisse liegen sehr ungünstig, indem $f_u = 2547$ qm, $b_u = 2386$ m, $f_a = 515{,}7$ qm, $b_a = 129{,}3$ m ist. Abzuführen waren 1300 cbm. Mit μ nach Bazin fand sich nach

d'Aubuisson $y_0 = 0{,}45$ m, $v_a = 2{,}99$ m,
Rühlmann $y_0 = 0{,}31$ m, $v_a = 2{,}60$ m,
Tolkmitt $y_0 = 0{,}30$ m, $v_a = 2{,}61$ m.

Die Wexsche Formel lieferte $y_0 = 0{,}56$ m.

Gemessen wurde der Stau zu ungefähr 0,65 m. Es haben daher sämtliche Formeln einen zu kleinen Stau ergeben.

Aus dem gleichen Jahre rührt das folgende Beispiel her. Das Flußtal ist, wie in den vorigen Beispielen, mit mehreren Brücken übersetzt. Das rechte Ueberflutgebiet ist sonderbarerweise unweit unterhalb des Talüberganges durch einen Querdamm teilweise gesperrt, welcher wie ein Ueberfallwehr wirkte, so daß das Unterwasser hier um 0,20 m höher stand, als im freien Flusse. Im Oberwasser aber war der Unterschied noch größer. In diesem Teile des Ueberflutgebietes ist Unter- und Oberwasser nur durch eine kleinere Brücke verbunden. Er wird durch die Rampen einer Ueberfahrt förmlich vom Hauptteile getrennt. Beim Bauentwurf war mit einer Wassermenge von 1400 cbm ein Stau von 0,35 m nach Rühlmann berechnet worden. 1909 waren etwa 975 cbm Wasser abzuführen und die Stauhöhen waren 0,70 m bzw. 0,50 m. Vergleichsrechnungen ergaben, daß etwa 145 cbm und 830 cbm Wasser auf die beiden Teile trafen. Es waren die bezüglichen Maßgrößen

q	f_u	b_u	f_a	b_a
145	559	400	53,1	27
830	389	280	252,4	112

und es fand sich mit $\mu = 0,90$ bzw. 0,95 nach

Rühlmann $y_0 = 0,41$ m bzw. 0,34 m,
Tolkmitt $y_0 = 0,34$ m „ 0,32 m,
d'Aubuisson $y_0 = 0,47$ m „ 0,48 m,

ferner nach

Wex $y_0 = 0,47$ m „ 0,54 m.

Nach d'Aubuisson wäre $v_a = 3,04$ m bzw. 3,46 m gewesen. Das sind wieder keine mäßigen Geschwindigkeiten, trotzdem im zweiten Falle y_0 der Wirklichkeit nahe kam.

Ein weiterer Fall aus dem Jahre 1909 betraf eine Brücke in einer Straße, welche aber vom Hochwasser überflutet war. Durch Hebung der Straße bei Erbauung einer Bahn wurde ein Teil des Ueberflutquerschnittes verdrängt und es entstand ein ziemlich starker Aufstau, den ein Müller mit der Setzwage gemessen und zu 0,5 m gefunden haben wollte. Vergleichende Rechnungen zeigten, daß der Stau wirklich etwa 0,44 m betragen hat. Gelegentlich des Bahnbaues war er einmal mit einer ganz falschen Formel bei einem Anfalle von etwa 90 cbm Wasser zu 0,15 m berechnet, dann aber für 50 cbm Wasser auf 0,25 m heraufgesetzt worden. Die Wassermenge, welche keinem Höchstwasser entsprach, hat 1909 etwa 45,5 cbm betragen. Die nachträgliche Berechnung hiermit ergab einen Stau y_0 nach Rühlmann von 0,24 m, Tolkmitt von 0,21 m, d'Aubuisson von 0,71 m und Wex von 0,36 m, wobei die Straße bei ziemlich hochstehendem Unterwasser als unvollkommenes Ueberfallwehr betrachtet wurde. Die Geschwindigkeit wäre nach d'Aubuisson $v_a = 3,76$ m gewesen. Einen anderen Schaden als den Rückstau an die Mühle hat das Wasser aber nicht angerichtet. In diesem Falle wären also y_0 und v_a nach d'Aubuisson zu groß gewesen. Endlich fand im Jahre 1909 noch an einer größeren Flußbrücke ein Aufstau zwischen 0,70—0,80 m statt, für welche beim Entwurfe unter Annahme von 2800 cbm Wasser ein Stau von 0,35 m und größte Geschwindigkeiten von 2,70—2,90 nach Rühlmann berechnet worden waren. Die Wassermenge hat 1909 kaum 2800 cbm betragen. Ich habe die Stauberechnung nachträglich noch einmal für diese Annahme aufgestellt, aber μ, welches ursprünglich zu 0,95 angenommen war, nach Bazin berechnet und mit $f_u = 2696$ qm, $b_u = 1127$ m, $f_a = 1009{,}6$ qm, $b_a = 196{,}6$ m nach d'Aubuisson $y_0 = 0{,}47$ m und $v_a = 3{,}17$ m gefunden. Also auch diese Brücke erweist wieder, daß die d'Aubuissonsche Formel nicht brauchbar ist. Man sollte glauben, daß diese rechnerischen Nachweise auch den Ungläubigsten überzeugen müßten, daß die alten Formeln nicht viel wert sind, und daß gerade die Formel von d'Aubuisson die minderwertigste von ihnen ist, weshalb Dr.-Ing. Weyrauch ganz recht hatte, vor ihrem Gebrauche zu warnen. Er hätte aber diese Warnung guten Gewissens auch auf die übrigen alten Formeln ausdehnen dürfen. Die Freytagsche Formel habe ich ja in diesen Beispielen nicht herangezogen. Ihre Anwendung hätte immer eine Verminderung des Staues nach d'Aubuisson ergeben. Wo dieser an sich zu klein ist, bedeutet daher die Freytagsche Flächenminderung bestimmt eine Verschlechterung der Formel von d'Aubuisson.

Das Jahr 1909 hat dem bayerischen Staate einen hübschen Brocken Geldes für die Wiederinstandsetzung der durch das Hochwasser zerstörten Bahnen gekostet. Man darf behaupten, daß weitaus der größte Teil dieser Beschädigungen nur auf die unrichtigen Stauberechnungen zurückzuführen war, und ein sehr urteilsfähiger hoher Beamter, der diese Verwüstungen mit angesehen hatte, bemerkte ganz richtig, daß man die Flußbrücken gar nicht groß genug machen könne. Dafür haben aber die Bauleute gewöhnlich nicht das nötige Geld zur Hand. Bei den neueren Bahnbauten muß ohnedies die Sparsamkeit immer auf Vorposten stehen, weil im Hintergrunde ein Mindererträgnis lauert. Ich halte aber jede Einsparung am unrechten Orte für verfehlt, und eine solche liegt gewiß vor, wenn man die Brücken zu eng macht. Wenn man dabei der Mit- und Nachwelt zumutet, sich damit abzufinden, wenn das Wasser die begangenen Fehler einmal rächt, so geht dies über das zulässige Maß beamtlicher Willkür bestimmt hinaus. Im Jahre 1899 ist nächst Mühldorf ein Güterzug dadurch verunglückt, daß die Brücke über die Isen unter ihm einbrach. Die Isen führte, wie schon mehrmals, erhebliches Hochwasser und beschädigte mehrere Brücken. Alle diese Brücken einschließlich der eingestürzten waren zu klein, was nur der unrichtigen Stauberechnung zuzuschreiben ist. Am 23. November 1911 verschwand ein ganzer Personenzug in den Hochfluten des Thouetflusses, da die auf Pfeilern stehende, 45 m lange Brücke unter ihm einstürzte. Während bei Mühldorf nur einige Bedienstete ihr Leben einbüßten, fielen in Frankreich, der Heimat der törichten Formel von d'Aubuisson und Belanger, viele Menschenleben der falschen Stauberechnung zum Opfer. Wer solche Warnzeichen nicht sieht, muß völlig blind sein. Was sich gestern dort ereignet hat, kann heute hier, auf deutschem Boden ebenso gut eintreffen; denn unsere Stauberechnungen sind nicht besser als die französischen. Wir haben auch in Deutschland Bahnen zur Genüge, deren Bewachung zu wünschen übrig läßt. Ich kann nur raten, beim Bau von Flußbrücken um so größere Vorsicht walten zu lassen, je unsicherer die Stauberechnungen sind, und dies trifft jedenfalls für alle alten Stauformeln zu.

Bevor ich nun zu meiner Formel übergehe, will ich noch aus dem Jahre 1899 eine andere Staugeschichte mitteilen, die auch sehr lehrreich ist. Der Inn wird zwischen Perach und Marktl von der Bahnlinie Mühldorf—Braunau auf seiner linken Seite durchschnitten, gerade gegenüber der Einmündung der Alz. Bei diesem Anlasse wurde wohl der Fluß etwas nach rechts verschoben und die Alz so geregelt, daß sie in ganz spitzem Winkel gegen den Inn fließt. Dies trifft für das Nieder- und Mittelwasser zu, bei Hochwasser der Alz sucht sich aber dieser Fluß den kürzesten Weg und stürzt fast senkrecht auf den Inn zu. Dieser Fluß ist zwar viel bedeutender. Er hat einen viel längeren Lauf als die Alz, welche der Abfluß des Chiemsees ist, der in der Hauptsache von der Ueberseer Achen gespeist wird. Der See verzögert selbstredend den Abfluß des Hochwassers etwas, aber trotzdem eilt im allgemeinen die Alz dem Inn voraus. In jenem Jahre regnete es aber fort und fort, im Gebirge fielen immer wieder sehr starke Regengüsse und es traf ein zweites Alzhochwasser am Inn ein, als gerade dessen Hochflutwelle an dortiger Stelle angelangt war. Das Ergebnis war, daß der Inn um mehr wie 0,5 m aufgestaut wurde und an seiner höchsten Stelle den sonst hochwasserfrei geführten Bahndamm überflutete und durchbrach. Dies zeigt wohl deutlich, mit welchem Zusammentreffen man eigentlich rechnen müßte, wenn man die Höchstwassermenge aus der Niederschlagsfläche bestimmen will.

5. Meine Stauformel.

Durch die bisherigen Erörterungen glaube ich dargetan zu haben, daß es sich verlohnen wird, eine neue Stauformel aufzustellen, weil die alten Formeln trotz ihrer großen Anzahl nicht befriedigen können. Ich will zunächst bei dem Grundsatze verharren, nur den einfachsten Fall zu behandeln, wozu sich das mehrerwähnte Beispiel vorzüglich eignet, da ein ganz regelmäßiger Fluß durch eine regelmäßige Brücke ohne Pfeiler übersetzt wird. Das Wasser muß, wie ich bereits gezeigt habe, in der Brücke etwas aufgestaut sein, wenn seine Geschwindigkeit am Auslauf v_a größer ist als die Unterwassergeschwindigkeit v_u. Solange $f_a + b_a y_a < f_u$ ist, muß selbstredend $v_a > v_u$ sein. Wenn $f_a + b_a y_a > f_u$ wäre, so wäre kein Grund einzusehen, warum dieser Stau vorhanden sein sollte.

Ist $f_a + b_a y_a = f_u$, so ist doch $t_a > t_u$ und, da $\iota_a \geqq \iota_u$, außerdem die Rauhigkeitsverhältnisse in der Brücke, soweit sie vom benetzten Umfange abhängen, günstiger sind als im freien Flusse, so muß auch für diesen Fall $v_a > v_u$ sein. Ich glaube aber, hieran hat überhaupt noch niemand gezweifelt. Was für v_a zutrifft, gilt ungefähr auch für v_e und, weil v_0 nicht größer sein kann als v_u, so ist auch $v_e > v_0$. Es muß sich also das Wasser oberhalb der Brücke noch weiter, um $y_0 - y_e$ aufstauen. Es wurde schon oben gezeigt, daß die Linie des Oberwasserspiegels nicht gerade, sondern logarithmisch gekrümmt ist. Ganz ähnlich verhält es sich mit allen Wasserspiegellinien in den Strecken, in denen die Geschwindigkeit sich stetig ändert. Eine gerade Wasserspiegellinie ist daher außer im ungestauten Flusse nur noch in der Brücke selbst möglich, wenn die Durchflußlänge genügend groß ist. Dies ist aber bei den Brücken gewöhnlich nicht der Fall. Aber selbst wenn dies zutreffen würde, so ergäben sich doch am Ein- und Auslaufe keine scharfen Gefällswechsel, sondern es finden bogenförmige Uebergänge statt, deren Mittelpunkte am Einlauf oberhalb, am Auslauf unterhalb des Wasserspiegels liegen. Die nächste Folge ist, daß $\iota_a > \iota_u < \iota_e$ und $y_a < y_b < y_e$ sein muß. Vom Auslauf weg flußabwärts nimmt y und v ab. Hier vermindert sich also der Widerstand, es geht Arbeit verloren; denn man könnte ja das Wasser mit der einmal gewonnenen Höhe Arbeit leisten lassen.

Betrachtet man nun das Wasser am Auslauf, so sieht man, weil sein Gefälle größer ist als ι_u und weil der Stau fortgesetzt abnimmt, daß sich Oberflächenteilchen mehr lotrecht senken müssen als im ungestauten Flusse. Sieht man diese Teilchen als kleine Kugeln an, welche auf einer tieferen Lage gleicher Kugeln so ruhen, daß sich alle Kugeln berühren, so ist die Senkung einer Oberflächenkugel nur möglich, indem die Kugel sich zwischen zwei unter ihr befindliche einschiebt. Dabei muß sie die Haftung der unteren Kugeln überwinden, kann also bei ihrer Senkung nicht die Beschleunigung der Schwere g haben, die nur für den widerstandsfreien Fall gilt. Von den beiden unteren Kugeln wird offenbar die flußabwärts befindliche fortgeschoben, da nach dieser Richtung der Druck und Widerstand abnimmt. Der Weg dieser Kugel ist aber offenbar größer als die Fallhöhe der anderen, welche nun in gleicher Höhe mit den beiden auseinandergerissenen sich befindet. Bei der Bewegung der Kugel in der Flußrichtung kann diese also doch die Beschleunigung g haben. Freilich hat man nicht nur Verschiebungen in der Flußrichtung, sondern auch nach den Seiten hin. Es gilt aber auch hierfür der gleiche Vorgang und es ist die übrigens meines Wissens nirgends angefochtene, sondern nur anders hergeleitete Annahme, daß sich die Beschleunigung des Wassers gewissermaßen aus der lotrechten in die Flußrichtung umsetzt, genügend erklärt. Man darf demnach am Auslaufe mit einer Druckhöhe $\frac{v_a^2}{2g}$ rechnen. Diese Druckhöhe setzt sich nun aus der Druckhöhe der ursprünglichen Geschwindigkeit $\frac{v_u^2}{2g}$ und dem örtlichen Aufstau y zusammen. Es ist aber y für die Fläche f_a gleich y_a, während es für die Fläche $f_a + b_a y_a$ von y_a bis Null abnimmt. Man erhält demnach die Ausflußmenge

$$q = \sqrt{2g}\left[f_a\left(y_a + \frac{v_u^2}{2g}\right)^{1/2} + \frac{2}{3} b_a \left\{\left(y_a + \frac{v_u^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v_u^2}{2g}\right)^{3/2}\right\}\right].$$

Der ganze Unterschied dieser Gleichung gegen die Rühlmannsche Gleichung besteht darin, daß 1. $\mu_a = 1$ gesetzt, 2. y_a für y_0 und 3. v_u für v_0 eingeführt ist. Die Notwendigkeit dieser Aenderungen habe ich schon im vorigen Abschnitte nachgewiesen. Die Gleichung würde sich übrigens nicht ändern, wenn man auch v_0 beibehalten wollte, da $v_0 = v_u$ ist. Setzt man nun $\frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_u^2}{2g}\left(\frac{v_u^2}{2g} + \frac{3 f_u}{2 b_a}\right)} = r$ und $\frac{1}{2}\frac{f_a}{b_a} = p$, so wird durch einfache Umstellung

$$y_a = \left[\sqrt[3]{r + \sqrt{r^2 + p^3}} + \sqrt[3]{r - \sqrt{r^2 + p^3}}\right]^2 - \frac{v_u^2}{2g}.$$

Dies ist eine in räumlicher Hinsicht einwandfreie, eindeutige Gleichung, welche die einzige wirkliche Wurzel der Grundgleichung darstellt; denn die beiden anderen Wurzeln dieser Gleichung dritten Grades sind nur eingebildete Größen. Hierin wird wohl eine gewisse Bestätigung, wenn auch kein scharfer Beweis für die Richtigkeit der Gleichung liegen.

Wie soll man aber die Stauhöhen y_e und y_0 berechnen, wo man ganz bestimmt weiß, daß $v_e > v_0$ ist, und für sehr wahrscheinlich halten darf, daß auch $v_a > v_e$ sein wird? Denn diesfalls nimmt mit der Geschwindigkeit der Widerstand in unbekannter Weise zu. Es läßt sich daher die für den Auslauf gefundene Gleichung nicht weiter anwenden, und bei der Anwendung der Fallformel müßte man sicher eine Ungenauigkeit in Kauf nehmen. Man hätte weiter mit der Schwerpunktssenkung zu rechnen, die teilweise unsicher, teilweise unbequem zu ermitteln ist, und erhielte Gleichungen vom dritten Grade, von deren drei Wurzeln man erst die wahrscheinlichste aussuchen müßte. Am Einlauf kann unter Umständen in den Wirbeln eine bemerkliche Nachsaugung stattfinden, die man ebenfalls nicht zahlenmäßig ausdrücken kann. Am Auslauf allerdings wird eine derartige Wirkung, wenn sie auch wirklich einmal, dann aber nur in sehr geringem Maße auftreten sollte, füglich vernachlässigt werden dürfen, so daß für die Berechnung von $y_e - y_a$ die Verhältnisse etwas günstiger liegen, als für jene von $y_0 - y_e$.

Drei Ursachen sind es, die $y_e > y_a$ machen, wie bereits bemerkt, die Ausrundung an den Hauptgefällswechseln, ferner die Einschnürung am Einlauf und schließlich die Widerstandsmehrung vom Einlauf zum Auslauf. Es wird kaum möglich sein, alle diese Wirkungen in Gleichungsform genau zum Ausdrucke zu bringen. Schon eine annähernd richtige Bestimmung der Einschnürung ist, wie ich an Erfolgen von Bazin und Wex gezeigt habe, außerordentlich schwierig. Ich habe bereits erwähnt, daß in der Gleichung

$$\mu_e = 1 - \frac{2\,d}{b_a}$$

die Größe d sich mit b_a ändern muß. Es ist mir nicht gelungen, hierfür eine einwandfreie Beziehung zu finden, aber eine Verbesserung gegenüber dem alten Berechnungsverfahren glaube ich doch erzielt zu haben, indem ich

$$\mu_e = 1 - \frac{\sqrt{\omega}}{\sqrt{\omega} + 3{,}25\,b_a}$$

setze. Ich werde gut daran tun, hier nochmals darauf hinzuweisen, daß ich ja $b_a = b_e$ voraussetze. Mit den Fällen, wo dies nicht zutrifft, will ich mich lieber nicht befassen. In dieser Gleichung für μ_e bedeutet ω die Sinusneigung der Flußhauptrichtung gegen die Seiten der Pfeiler- oder Widerlagervorköpfe. Eine ähnliche Abhängigkeit hat ja auch Bazin angenommen, jedoch nur stufenweise, während ich den Winkel allgemein einführe. Bei gekrümmten Vorkopfwänden müßte man wohl eine mittlere Neigung annehmen. Wenn einzelne Oeffnungen der Form und Weite nach verschieden sind, so hat man für jede μ_e zu berechnen und dann einen Mittelwert zu suchen, wozu die Gleichung

$$\mu_e = \frac{\Sigma \mu_e b_a}{\Sigma b_a}$$

genügend genau ist. Wenigstens hat sich dieses Verfahren bisher bei meinen Berechnungen ziemlich bewährt, was aus den später folgenden Beispielen hervorgehen wird. Hat man auf diese Weise μ_e gefunden, so müßte $f_a + b_a y_a = \mu_e (f_a + b_a y_e)$ sein, wenn $v_a = v_e$ wäre. Man erhält aber in dieser Weise erfahrungsgemäß y_e zu klein. Dies kommt offenbar daher, daß die Mehrung von $y_e - y_a$ infolge der Ausrundungen und der Widerstandszunahme nicht berücksichtigt ist. Setzt man kurzerhand $y_e - y_a$ doppelt so groß an, als es sich nach obiger Gleichung ergeben würde, so kommt man der Wahrheit näher und es wird dabei $v_e < v_a$. Man hat dann

$$y_e = y_a + 2\left(\frac{f_a}{b_a} + y_a\right)\left(\frac{1}{\mu_e} - 1\right).$$

Wenn auch $v_e < v_a$ ist, so ist doch der Unterschied so gering, daß man diese beiden Geschwindigkeiten hinsichtlich ihrer Wirkungen für gleich annehmen darf. Ich habe bereits weiter oben gezeigt, daß dies auch bezüglich v_u und v_0 zulässig ist. Dann hat man aber das auffallende Verhältnis, daß in den beiden Staustufen stärkeren Gefälles, nämlich vom Unterwasser zum Auslauf und vom Einlauf zum Oberwasser die Grenzgeschwindigkeiten gleich sind, nur tritt bei der ersteren Stufe die kleinere Geschwindigkeit unten, bei der anderen aber oben auf. Wenn man nun annimmt, daß diesem Verhältnisse zum Trotze doch $y_a = y_0 - y_e$ sein könne, so scheint dies beim ersten Anblicke sehr gewagt. Aber man denke sich einmal, daß hier die Natur wieder selbst ein Zeichen ihrer Wirtschaftlichkeit gibt, indem sie den goldenen Mittelweg wählt, so gewinnt die Sache doch ein anderes Ansehen. Man kann nämlich hinlänglich genau $y_b = \frac{y_a + y_e}{2}$ setzen, also $y_b = \frac{y_0}{2}$. Diese Annahme ist eigentlich nichts anderes als der nach der Wahrscheinlichkeitsrechnung sich ergebende Mittelwert der beiden Grenzmöglichkeiten $y_b = 0$ und $y_b = y_0$, welche eben die Verfasser der alten Formeln mit der größten Willkür und mit ausgesprochenstem Gegensatze als wirklich eintretend irrig angenommen haben. Damit bin ich mit der Erklärung meiner Formel zu Ende. Ich will nicht behaupten, daß keine bessere Formelbildung möglich ist, aber soviel darf ich sagen, daß bis heute noch keine besser begründete Formel vorliegt. Nun will ich zunächst die Anwendung der Formel auf das Musterbeispiel, bzw. die Ergebnisse hiermit vorführen.

Es findet sich

$$y_a = 0{,}18 \text{ m}, \; v_a = 2{,}60 \text{ m}, \; y_e = 0{,}20 \text{ m}, \; v_e = 2{,}59 \text{ m}, \; y_0 = 0{,}38 \text{ m}.$$

Nun scheint mir v_a mit 2,60 m noch etwas groß. Es war zwar $v_1 = 2{,}28$ m. Ich möchte aber einmal zeigen, daß man bei Annahme von je einer 15 m weiten Flutbrücke für jede Seitenrinne andere Auslaufgeschwindigkeiten erhält, je nachdem man die Rechnung im ganzen oder einzelnen macht, während der Stau sich nur wenig ändert. Bei der Durchschnittsrechnung findet sich mit dieser Erweiterung der Durchflußöffnung

$$y_a = 0{,}099 \text{ m}, \; v_a = 2{,}30 \text{ m}, \; y_e = 0{,}125 \text{ m}, \; v_e = 2{,}285 \text{ m}, \; y_0 = 0{,}224 \text{ m}.$$

Dieses v_a wäre nun für das Seitengerinne, wo $v_2 = 1{,}0$ m gefunden worden war, wohl zu groß. Nimmt man aber an, daß von der ganzen Wassermenge $q = 547$ cbm auf die Hauptbrücke nur 492 cbm treffen, so erhält man für diese Brücke $y_a = 0{,}091$ m, $v_a = 2{,}42$ m, $y_e = 0{,}112$ m, $v_e = 2{,}40$ m, $y_0 = 0{,}213$ m und für die beiden Flutbrücken $y_a = 0{,}085$ m, $v_a = 1{,}63$ m, $y_e = 0{,}125$ m, $v_e = 1{,}60$ m, $y_0 = 0{,}214$ m. Man sieht, daß der Stau unter dieser Wasserverteilung bei den drei Brücken gleich groß ist. Solange dies nicht der Fall wäre, müßte von der Brücke mit größerem Stau Wasser nach jener mit geringerem Stau abfließen, es würden sich also die der Rechnung zugrunde gelegten Wassermengen ändern. Das Verfahren ist also ziemlich umständlich, weil man kaum auf das erstemal die richtige Verteilung trifft. Es ist aber seine Anwendung nötig, wenn man die Ausflußgeschwindigkeiten an den einzelnen Oeffnungen kennen will. So erhält man auf diese Weise für die Flutbrücken $v_a = 1{,}63$ m, für die Hauptbrücke $v_a = 2{,}42$ m, Geschwindigkeiten, die man wohl zulassen darf. Man sieht aber, daß die Zunahme der Geschwindigkeit an den Flutbrücken (1,63 m gegen 1,0) bedeutender ist als an der Hauptbrücke (2,42 m gegen 2,28 m), was es erklärlich machen wird, warum meistens an den Flutbrücken größere Beschädigungen eintreten, als an den Hauptbrücken; denn die Geschwindigkeitszunahme steht hier wohl im umgekehrten Verhältnisse zur Zunahme der Widerstandsfähigkeit der Sohlen. Die folgenden Ergebnisse an vier Brücken, die bereits im vorigen Abschnitte besprochen worden sind, wurden nur durch Betrachtung sämtlicher Oeffnungen als ein Ganzes gewonnen.

	beobachtet					
Q	v_u	y_a	v_a	y_e	$\frac{y_e - y_a}{2}$	y_0
14	0,44	0,33	2,28	0,39	0,030	0,735
750	1,34	—	—	—	—	0,95
1300	0,51	—	—	—	—	0,65
2800	1,04	—	—	—	—	0,75

berechnet							
y_a	v_a	y_e	$\frac{y_e - y_a}{2}$	v_e	$\frac{v_a^2 - v_e^2}{g}$	y_0	$\frac{v_e^2 - v_u^2}{2g}$
0,331	2,28	0,399	0,034	2,19	0,043	0,730	0,23
0,431	3,02	0,511	0,040	2,96	0,037	0,942	0,35
0,277	2,36	0,388	0,055	2,32	0,016	0,665	0,26
0,305	2,62	0,436	0,065	2,59	0,017	0,741	0,28

Da bei allen diesen Brücken die Tiefen der einzelnen Oeffnungen sehr verschieden waren, werden die einzelnen Geschwindigkeiten von den berechneten mittleren Geschwindigkeiten wohl ziemlich abgewichen sein. Es ist daher nicht verwunderlich, wenn die Vergleiche von

$$\frac{y_e - y_a}{2} \text{ und } \frac{v_a^2 - v_e^2}{g}, \text{ sowie } y_0 - y_e \text{ und } \frac{v_e^2 - v_u^2}{2g}$$

nicht befriedigen. Dagegen haben die Staugrößen y_0 sehr gut zur Beobachtung gestimmt, jedenfalls viel besser als nach den alten Formeln. Ich hatte früher $y_0 = 2\,y_b$ und $y_b = y_a\left(1{,}15 - 0{,}15\,\frac{f_a}{f_u}\right)$ gesetzt. Da ich auch diese Formel auf einen Teil der Beispiele und zugleich die alten Formeln mit Annahme von $\mu = 0{,}9$ bis $0{,}95$ angewandt habe, so will ich auch die betreffende Zusammenstellung hier noch bringen (siehe nächste Seite).

Aus diesen Zahlen tritt der Unterschied der Güte der einzelnen Formeln wohl deutlich hervor. Sind die Beispiele auch nicht besonders zahlreich, so zeichnen sie sich doch durch eine große Verschiedenheit der Maßgrößen aus. Wenn meine Formel nicht ziemlich richtig wäre, hätten ihre Ergebnisse auch solche Sprünge machen müssen, wie die Ergebnisse der alten Formeln.

q	f_u	b_u	f_a	b_a	y_0 gemessen	y_0 berechnet nach d'Aubuisson	Tolkmitt	Rühlmann	Hofmann	Wex
14	32	200	3,7	7,4	0,74	0,88	0,32	0,30	0,73	0,62
45,5	40	60	13,4	47	0,44	0,71	0,21	0,24	0,43	0,36
145	559	400	53,1	27	0,70	0,47	0,34	0,41	0,69	0,47
750	557	793	189,6	136,7	0,95	0,94	0,50	0,57	0,95	0,83
830	389	280	252,4	112	0,50	0,48	0,32	0,34	0,49	0,54
1300	2547	2386	515,7	129,3	0,65	0,45	0,30	0,31	0,63	0,56

Es sind ja, wie schon aus der Vergleichung von b_a und b_u hervorgeht, die sämtlichen Beispiele für eine Stauberechnung ungünstig. Es lag auch bei den meisten derselben die Hauptbrücke einseitig. In allen Fällen waren mehrere Abflußöffnungen vorhanden, meistens von verschiedener Form und oft räumlich sehr weit getrennt. Trotz aller dieser Schwierigkeiten erhalte ich mit meiner Formel sowohl in der neuen wie in der älteren Fassung Stauhöhen, welche der Messung genügend entsprechen, was man von den Ergebnissen der alten Formeln durchaus nicht sagen kann. Meine Formel liefert alles, was man zu einer richtig durchgeführten Stauberechnung braucht, die größte mittlere Geschwindigkeit und die größten Stauhöhen sowohl innerhalb als oberhalb der Brücke, ferner die Fortpflanzung letzteren Staues flußaufwärts. Sie ist sehr einfach rechnerisch zu behandeln, erleichtert daher die Arbeit ungemein, zudem sie alle Zweideutigkeiten ausschließt. Was an ihrem Aufbau willkürlich ist, habe ich genau angegeben. Dabei ist aber nirgends gegen die Wahrscheinlichkeit verstoßen, während die alten Formeln von entschieden unrichtigen Annahmen nur so wimmeln. Unsicherheit bringt daher die Anwendung meiner Formel in viel geringerem Grade mit sich. Man gibt sich dabei wenigstens keiner groben Selbsttäuschung hin wie bei der alten Rechnungsweise.

Nun hatte ich bisher immer senkrechte Talübergänge im Auge. Wenn aber die Uebergänge schräg sind, was auch sehr häufig vorkommt, so weiß ich nur, daß dadurch die Verhältnisse verschlechtert werden, der Stau also gegenüber einem senkrechten Uebergange vermehrt wird. Man führe also ganz ruhig die dem schrägen Schnitte entsprechenden Flächen und Breiten ein, wodurch eine Vergrößerung des Staues herbeigeführt wird. Man weiß natürlich nicht im voraus genau, wie sich der Unterwasserspiegel einstellen wird. Man muß aber die Stauberechnung vor dem Bau der Brücke machen. Wenn das erste größere Hochwasser kommt, nutzt dann alle Rechnung nichts mehr, sondern es erübrigt nur noch, den Stau zu messen. Damit dies richtig geschieht, muß man beachten, daß bei einer ganz regelmäßigen Brücke das Wasser von allen Seiten auf die Brücke zu- und aus ihr wieder nach allen Seiten abfließt. Die Linien gleicher Wasserspiegelhöhen liegen daher sowohl am Einlauf wie am Auslauf der Brücke im Bogen um die Oeffnung. Jene Linien, welche den Damm gerade am Hochwasserrande treffen, sind maßgebend für den Höhenunterschied des Ober- und Unterwassers. Den Stau erhält man aber, wenn man von diesem Unterschiede noch das natürliche Gefälle abzieht, welches auf den in der Flußrichtung gemessenen kürzesten Abstand der Höhenlinien trifft. Wenn die Brückenöffnungen ungleich verteilt sind, ändert sich im ganzen nichts hieran. Man erhält nur mehrere gekrümmte Linien.

Wenn aber der Talübergang schräg ist, so macht sich natürlich auf der einen Seite noch die Fortpflanzung des Staues flußaufwärts geltend. Der Stau ist dann rechts und links nicht ganz gleich. Der Sachverständige wird schon diese Verhältnisse richtig zu beurteilen wissen, Nichtsachverständige sollten aber zu Staumessungen höchstens dann verwendet werden, wenn die nötigen Vorrichtungen, wie Pegel, vorhanden sind, so daß man den Aufnahmen Vertrauen schenken kann. Sehr wichtig für die Weiterbildung der Staulehre wäre es, daß tunlichst oft auch der Stau am Ein- und Auslauf der Brücken, und zwar in der Mitte der Oeffnungen, gemessen würde.

6. Schlußwort.

Bereits im Jahre 1900 habe ich in der Deutschen Bauzeitung berichtet, wie schlecht sich die Rühlmannsche Formel bewährt hat. Nach und nach erst konnte ich zur Aufstellung der neuen Formel kommen, weil ich einen um den anderen auf der Hochschule eingesogenen Irrtum von mir wälzen mußte. Seit einigen Jahren predige ich bereits in Fachzeitschriften, wie Süddeutsche Bauzeitung, Deutsche Bauzeitung, Weiße Kohle und Zeitschrift für Gewässerkunde gegen die Irrlehren. Was war der Erfolg? Ein preußischer Regierungsbaumeister hat mir gedankt und meine Formel angewandt. Der ordentliche Professor für Wasserbau an der Technischen Hochschule Stuttgart, Dr.-Ing. Weyrauch, hat im Vortrage auf meine Bestrebungen zur Verbesserung der Stauformeln hingewiesen und mir bestätigt, daß die alten Stauformeln unzulänglich sind und daß meine Annahmen einen Fortschritt bedeuten. Zu diesem geringfügigen Zugeständnisse konnte ich die Fachprofessoren, Dr.-Ing. Kreuter, Geh. Hofrat Engels und Oberbaurat Rehbock, bis heute nicht bewegen. Engels hat zwar Stauversuche eingeleitet, Rehbock solche in Aussicht gestellt. Da die beiden Herren im übrigen aber meine Annahmen eher bekämpft als für einen Fortschritt gehalten haben, glaube ich fast, daß sie im stillen hoffen, mich durch ihre Stauversuche widerlegen zu können. Ich selbst lege aber auf solche Versuche weniger Wert als auf Beobachtungen, weil in der Versuchsanstalt kaum die Verschiedenartigkeit der Verhältnisse erzielt werden kann, die sich in der Natur von selbst zur Verfügung stellt. Auch besorge ich, daß aus solchen Versuchen wieder so wenig denkrichtige Folgerungen gezogen würden, wie seither. Weyrauch hat mich inzwischen dadurch noch geehrt, daß er meine Stauformel nach der in der Deutschen Bauzeitung enthaltenen Fassung in sein Buch: „Hydraulisches Rechnen, zweite Auflage“ aufgenommen hat. Dort hat er auch die Bedenken gegen die alten Stauformeln teilweise vorgetragen, welche ich vertrete. In letzter Zeit haben mir auch die Professoren Dr. Gravelius und Geh. Baurat W. Schleyer wiederholt ihre Zeitschriften für Aufsätze über Stau geöffnet, in denen ich meine Annahmen verteidigt habe, und Diplomingenieur Stephan Eickemeyer, Anwalt in Wassersachen, verficht bei seinen Geschäften meine Auffassung.

Auf den Rat von Professor Dr.-Ing. Kreuter hatte ich mich auch an die Zeitschrift für Bauwesen, die Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architektenvereins und die Schweizerische Bauzeitung mit bezüglichen Abhandlungen gewandt, ferner aus eigenem Antriebe an das Zentralblatt der Bauverwaltung. Der einzige Erfolg dieser Bemühungen war der, daß die Schriftleitung der letzteren Zeitschrift meine Abhandlung für sehr wertvoll erklärte. So hatte ich nur Zeit und Geld für die Befolgung obigen Rates vergeudet. Da mir seinerzeit eröffnet worden war, daß in Bayern zur hydrotechnischen Begründung von Bauwerken, die Aenderungen bestehender Wasserabflußverhältnisse zur Folge haben, schon mit Rücksicht auf die notwendige wasserpolizeiliche Instruktion solcher Entwürfe und auf etwaige hieraus entspringende Rechtsstreitigkeiten nur solche Berechnungsweisen zugelassen werden können, deren Richtigkeit durch auf wissenschaftlicher Grundlage ausgeführte Versuche nachgewiesen ist und die von den berufenen Stellen — technischen Hochschulen, hydrotechnischen Versuchsanstalten — als zuverlässig anerkannt sind, wandte ich mich unter Vorlage einer bezüglichen Ausarbeitung an die Technische Hochschule in München mit dem Ansuchen um eine Bestätigung darüber, daß 1. die älteren Stauformeln unzulänglich sind und 2. meine Annahmen einen Fortschritt bedeuten. Ich hatte mit Absicht den Wortlaut der mir von Weyrauch erteilten Bestätigung gewählt und konnte mich nur an die Hochschule wenden, weil wir in Bayern leider keine hydrotechnische Versuchsanstalt haben; denn unser hydrotechnisches Bureau kann ich nicht für eine derartige Anstalt, wie sich solche z. B. an den Technischen Hochschulen Karlsruhe und Dresden schon lange befinden, erachten. Die Technische Hochschule München aber antwortete: „Daß die älteren Formeln zur Berechnung des durch Brücken bewirkten Aufstaues ungenau sind, ist bekannt. Es wäre eine Aufgabe der hydrotechnischen Aemter, zahlreiche, sorgfältige Aufnahmen und Messungen zu veranlassen und zu veröffentlichen, auf Grund deren sich zutreffendere Urteile gewinnen und Unsicherheiten und Willkürlichkeiten einschränken ließen. Sie haben den richtigen und üblichen Weg betreten, in einer Zeitschrift Ihre Annahmen weiteren Kreisen vorzulegen, und haben dadurch Fachmännern anheimgegeben, sich darüber auszusprechen. Für die K. Technische Hochschule aber besteht kein Anlaß, zu solchen Fragen Stellung zu nehmen oder gar ihrer Erörterung vorzugreifen."

Nun hat das Zentralblatt der Bauverwaltung, welches meine Ausarbeitung hauptsächlich aus dem Grunde zurückgewiesen hat, weil ich den Gegenstand schon in anderen Zeitschriften behandelt habe, wenigstens sich in dieser Richtung besser ausgekannt als die Technische Hochschule München, die nur von einer Zeitschrift spricht. Trotzdem ich schon seit ein paar Jahren in vier Zeitschriften über den Gegenstand geschrieben habe, ist es noch keinem Fachmanne außer Freytag beigefallen, meine Anschauungen zu bekämpfen. Ich glaube aber, Freytag in der Deutschen Bauzeitung seinen Irrtum nachgewiesen zu haben; denn er hat mir nicht mehr geantwortet. Es ist eine merkwürdige Erscheinung, wie schnell die Menschen zur Hand sind, wenn sie glauben, einen Irrtum nachweisen zu können, während sie mit der Anerkennung eines Fortschrittes außerordentlich zurückhalten. Was wird da nicht alles vorgeschützt, um nur einer Antwort auszuweichen! Meistens fehlt es an der nötigen Zeit, um neben der außerordentlichen Geschäftsbelastung sich mit den Untersuchungen eines anderen, noch dazu eines unberufenen Eindringlings in das eigene Gebiet, abgeben zu können. Wenn man aber genauer zusieht, bleibt immer noch Zeit für lohnendere Nebenbeschäftigungen übrig. Die Hauptgründe der Weigerung sind einerseits nur die Scheu vor dem Zugeständnisse des bisherigen Irrtums, und anderseits die geringe Aussicht auf Erntung von Lorbeeren und klingendem Lohne. Ich frage die Technische Hochschule München nun, ob sie die in Bayern fast ausschließlich angewandten Stauformeln von d'Aubuisson und von Rühlmann als zuverlässig anerkennt, und ob sie zugibt, daß diese Formeln durch auf wissenschaftlicher Grundlage ausgeführte Versuche als richtig nachgewiesen sind. Wenn je Versuche zur Begründung dieser Formeln stattgefunden haben, so müßte doch die Staumessung nach den zugehörigen Staubildern vorgenommen worden sein, weil es eine Torheit sondergleichen wäre, den Stau in anderer Weise messen zu wollen. Versuche mit so falschen Messungen aber sind nichts weniger als auf wissenschaftlicher Grundlage beruhend.

Ich finde es aber auch einer Hochschule wenig würdig, wenn sie nicht einmal so wichtige Anregungen, wie ich sie gegeben habe, erwägen will. Es ist meiner Ansicht nach ganz verfehlt, Versuche ohne jedes vorhergehende Ueberlegen vorzunehmen. So muß man beim Stau sich doch, bevor man ihn mißt, darüber klar sein, was er eigentlich ist. Solche Voruntersuchungen sind aber meiner Meinung nach Sache der Hochschulen, während den Versuchsanstalten nur die Vornahme der Messungen obliegt. Vielleicht ist die Weigerung der Hochschule München in ihrer Verfassung begründet. Dann hielte ich eben diese Verfassung für mangelhaft. Die Hochschulen bzw. ihre Lehrer sind doch berufen, zu allen wissenschaftlichen Neuerungen Stellung zu nehmen; denn sie stehen nicht als ganz unabhängige Anstalten bzw. Personen da, sondern nehmen zu ihrer Unterhaltung auch den Steuersäckel recht kräftig in Anspruch. Gerade durch falsche Stauberechnungen wird aber dieser zuzeiten fast unersättliche Geldverschlinger noch mehr gereizt, und es ist daher wenigstens nach freiheitlicher Rechtsauffassung die Pflicht und Schuldigkeit der Hochschulen und ihrer Lehrer, dem Unfuge, dem Humbuge, wie ein Sachverständiger ganz richtig bemerkt hat, ein Ende zu bereiten, der in der Anwendung der alten Stauformeln liegt.

Es ist etwas sehr Schönes um die Hochschullehrerstellung, aber es ist davon nicht zu trennen die Verantwortlichkeit für Unterlassungen. Seit Jahren habe ich auf die Gebrechen der Stauformeln hingewiesen, aber fast gar nichts ist seitens der Hochschulen geschehen, um ihrerseits die bezügliche Lehre zu fördern. Immer wird mit dem alten Krame weitergehaust. Von den Baubehörden will ich schon lieber gar nicht reden. Ich habe öfters Laien in

Wassersachen an einer Münchener Isarbrücke gezeigt, wie deutlich die von mir behauptete stufenmäßige Staubildung sich selbst dem unbewaffneten Auge offenbart. Was diese Menschen gewöhnlichen Schlages, doch ungetrübten Blickes sofort als richtig erkannten, das will man an der Münchener Technischen Hochschule nicht einsehen, und bei den maßgebenden Baubehörden erst recht nicht. Es ist mir wirklich nicht leicht gefallen, meine Formel in ihrer Endgestalt fertig zu bringen, bzw. zu begründen. Was mußte ich aber nicht alles anhören wegen dieser meiner selbstlosen Bemühungen! Man hat sich sogar nicht entblödet, mir Anspielungen zu machen, als ob ich halb reif sei fürs Narrenhaus. Was ich im Vorworte gesagt habe, ist also nicht ohne jeden Grund geschrieben. Es hat sich eben hier wieder einmal ein anderes altes Sprichwort bewährt: „Der Wahrsager gilt nicht viel in seinem Vaterlande.“ Ich gebrauche absichtlich den deutschen Ausdruck, weil er gar so bezeichnend ist.

Noch ein Wort möchte ich zu unserem Sachverständigenwesen vor Gericht sagen. Ich habe kürzlich die Begründung eines Urteiles in einer Staubeschwerde gelesen, die für mich allerdings sehr schmeichelhaft war, insoferne als mich der Gerichtshof zum Hydrotechniker beförderte, die aber anderseits einen betrübenden Eindruck auf mich machte, da zu ersehen war, daß die Richter dem Sachverständigen, der meine Ansicht vertrat, gar kein Vertrauen schenkten, sondern nur dem gegnerischen Sachverständigen, der — selbst in staatlicher Stellung — die von der Baubehörde vorgeschriebene Berechnungsweise verfocht. Dabei sind dem Gerichtshofe auch in seiner Urteilsbegründung schwere sachliche Irrungen unterlaufen. Ich bin der Anschauung, daß die Richter in einem solchen Widerstreite der Meinungen, wo auf der einen Seite die Staatsbehörde mit dem ganzen Gewichte ihrer Kenntnisse auf den Plan tritt, auf der anderen Seite dagegen nur ein einfacher, wenngleich sehr verständiger Sachanwalt, nicht ganz unbefangen sein können. Es wäre jedenfalls viel besser, wenn sich unter den Richtern selbst ein unabhängiger Sachverständiger befinden würde. Ich will den Rechtsgelehrten durchaus nicht zu nahe treten. Unser heutiges Erwerbsleben bringt es aber mit sich, daß sehr häufig Fragen vor Gericht zu entscheiden sind, wo sich die Richter zu viel auf die Sachverständigen verlassen müssen, weil sie das betreffende Gebiet unmöglich selbst beherrschen können. Dies ist besonders hinsichtlich des Vollzugs des Wassergesetzes, doch auch bezüglich anderer in die Erwerbstätigkeit stark eingreifender Gesetze sehr zu bedauern. Es würde wohl manches Urteil ganz anders lauten, wenn unter den

Richtern selbst ein Sachverständiger säße. Anzunehmen, daß bei den Staatsverwaltungen und bei den Hochschulen allein alle Weisheit sei, wäre wohl zu gewagt, im Gegenteil ist manchmal der Blick der Behörden und Hochschullehrer recht getrübt. Sie sehen, sozusagen, vor lauter Bäumen den Wald nicht mehr. Ich wäre voll befriedigt, wenn diese Schrift nur ein wenig dazu beitragen würde, den Blick für die Gefahr, die in einer unrichtigen Stauberechnung liegen kann, etwas zu schärfen.