

Hydrometrische
Messungs-Verfahren

in den

Vereinigten Staaten Amerikas

Von der Königl. Technischen Hochschule zu Stuttgart zur
Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte

Dissertation

Vorgelegt von

Ingenieur Carl Ewald Grunsky

Referent: Prof. Dr. ing. R. Weyrauch

Korreferent: Prof. Kriemler

Dresden 1910

Buchdruckerei der Wilhelm und Bertha v. Baensch Stiftung

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298442

Hydrometrische
Messungs-Verfahren

Vereinigten Staaten Amerikas

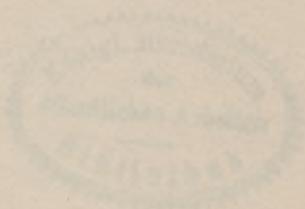
Von dem Ingenieur Carl Ewald Grunsky an der
Technischen Hochschule in Dresden zur
Erlangung des Grades eines Ingenieurs vorgelegte

Dissertation

Ingenieur Carl Ewald Grunsky

Dresden, Carl Neuberg's Buchhandlung
Königsplatz 10, 101

77. 4325



Dresden 1910

Verlag von Carl Neuberg, Königsplatz 10, Dresden

x
510

Hydrometrische Messungs-Verfahren

in den

Vereinigten Staaten Amerikas

Von der Königl. Technischen Hochschule zu Stuttgart zur
Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte

Dissertation

Vorgelegt von

Ingenieur Carl Ewald Grunsky

Referent: Prof. Dr. ing. R. Weyrauch

Korreferent: Prof. Kriemler



Dresden 1910

Buchdruckerei der Wilhelm und Bertha v. Baensch Stiftung

g. 38
144

1100.11



1131681

Akc. Nr. 2996/50



1. Allgemeines.

Die von Humphreys und Abbot am Mississippi-Fluss vorgenommenen Messungen der Wassermenge sind so wohl bekannt und deren Resultate sind von vielen Hydraulikern schon so eingehend besprochen worden, daß dieselben nur in ganz allgemeiner Weise hier erwähnt werden sollen. Wichtig sind sie allerdings, da sie doch in gewissem Maße der Ganguillet-Kutterschen Formel für große Wassermengen zugrunde liegen. Es dürfte jedoch gleich angeführt werden, daß die bei ihnen angewendete Methode der Geschwindigkeits-Messung mit Tiefenschwimmer jetzt allgemein als nicht zuverlässig anerkannt wird.

Die Resultate dieser Strommessungen, sowie die von J. J. Révy an dem Parana und anderen Flüssen Süd-Amerikas lagen vor, als im Jahre 1878 das Amt des Staatsingenieurs für Kalifornien gegründet wurde und von dem Staatsingenieur Wm. Hammond Hall mit zureichenden Mitteln eingehende Studien, die Regulierung und die Verbesserung der Inundations-Verhältnisse am Sacramento und dem San Joaquin-Fluss betreffend, vorgenommen wurden. Bei diesen Arbeiten hat sich der Verfasser als Assistent beteiligt und leitete die Bearbeitung des angesammelten Materials. Die Strommessungen erstreckten sich über mehrere Jahre. Die meisten derselben wurden im Jahre 1879 vorgenommen. Es handelte sich dabei nicht allein darum, eine richtige Skala für die Wassermenge in verschiedenen Stromstrecken anzufertigen, sondern auch wenigstens annähernd zu bestimmen, um wie viel sich die Maximalwassermenge erhöhen würde durch Einschränkung, beziehungsweise durch vollständige Beseitigung der Inundationsgebiete der in Betracht kommenden Flüsse.

Der Besprechung dieser Strommessungen soll eine kurze Beschreibung anderer Messungsmethoden folgen, wie sie von der U. S. Geological Survey und auch bei den Vermessungen am Niagarafusse von der U. S. Lake Survey in neuerer Zeit vorgenommen wurden.

Es wurde dem Staatsingenieur unter anderem vorgeschrieben (Gesetz vom 29. März 1878):

1. Die Wassermenge, welche von den Flüssen Sacramento und San Joaquin bei bestehendem Zustande im Inundationsgebiete abgeführt werden kann, zu ermitteln.
2. Zu untersuchen, ob die Maximalwassermenge im Strombett vergrößert werden kann; durch welche Mittel und mit welchem Kostenaufwand.
3. Die Maximalwassermenge, welche in den verschiedenen Stromstrecken zu erwarten sei, zu ermitteln.
4. Zu untersuchen, ob es möglich sei, diese Maximalwassermengen in den Strombetten abzuführen und wo nicht, die nötigen Mafsregeln vorzuschlagen, durch welche Überschwemmungen verhindert werden könnten und den nötigen Kostenvoranschlag zu machen.

Ferner waren Untersuchungen, über die Ablagerung von Geröll, Sand und Schlick, welche in den hydraulischen Bergwerken ihren Ursprung hatten, mit besonderem Bezug auf deren Ablagerung in den Strombetten vorzunehmen und sollten auch eingehende Untersuchungen über die möglichen Bewässerungsanlagen in allen Teilen Kaliforniens gemacht werden.

Eingehende hydrographische und hydrometrische Aufnahmen und Arbeiten, besonders an den zwei nicht unbedeutenden Flüssen, dem Sacramento und dem San Joaquin waren hierdurch bedingt.

Da dem Staatsingenieuramt für die folgenden zwei Jahre für diese Untersuchungen und Studien 100000 Dollars zur Verfügung standen, so durfte auf befriedigenden Erfolg gehofft werden.

Es wurde denn auch das Werk mit Begeisterung in Angriff genommen und gutes Material für den Hydrotechniker geliefert, doch wurde verhältnismäfsig wenig zur Lösung des Hauptproblems, der Verbesserung der Inundationsverhältnisse, beigetragen.

Die hydrometrischen Arbeiten fanden unter der persönlichen Leitung des Staatsingenieurs statt. Von ihm wurden die nötigen Apparate ausgewählt, auch beteiligte er sich bei mehreren Messungen und Experimentalbeobachtungen selbst.

Der Sakramentofluss mit einem Flufsgebiet von ungefähr 70000 qkm und der San Joaquinfluss mit einem Flufsgebiet von ungefähr 82500 qkm vereinigen sich bei ihrer Ausmündung in der Suisun-Bay, in welche der obere Teil der San Franzisko-Bay ausläuft.

Das Gebiet des Sakramentoflusses liegt in einer Gegend mit größerem Niederschlage als das Gebiet des San Joaquin, somit führt der Sakramento bedeutend mehr Wasser als der San Joaquin. Es wurden daher auch an dem Sakramentofluss von dem Staatsingenieur eingehendere Studien vorgenommen als an den San Joaquin.

Diese beiden Flüsse liegen in demselben Tal. Der Sakramentofluss fließt südlich, der San Joaquin nordwestlich, und nach ihrem Zusammenflusse erfolgt der Durchbruch durch das Küstengebirge in der Meeresenge „Carquinez Straits“, welche die Suisun Bucht mit der San Franzisko-Bay verbindet.

Von Red Bluff bis nach der Suisun-Bay fließt der Sakramentofluss mit einer Gesamtlänge von 420 km in dem nördlichen Teil des berühmten Kaliforniatales, welches bei einer Gesamtlänge von etwa 640 km eine mittlere Breite von ungefähr 64 km und eine Flächenausdehnung von 40 000 qkm hat.

Die Hauptnebenflüsse des Sakramentoflusses in seiner langen Talstrecke sind der Featherfluss und der Amerikanfluss. An ersterem und seinen zwei Zuflüssen, dem Yuba und dem Bear war in den Jahren 1860 bis 1870 großer hydraulischer Bergwerksbetrieb. Durch den Featherfluss wurde daher dem Sakramento eine bedeutende Menge Sand und Schlick zugeführt und ebenso auch durch den Amerikanfluss. Oberhalb der Mündung des Featherflusses lag der Sakramento in tiefem Bett zwischen steilen Ufern. Unterhalb war das Bett versandet. Im Jahre 1878 hatte die Sohle des Flusses bei der Stadt Sacramento eine höhere Lage als das Niederwasser in den Jahren vor der Entdeckung des Goldes (1848). Das Niederwasser war im Jahr 1878 1,67 m höher als 1849.

Von Red Bluff bis in die Nähe von Stony Creck, auf eine Länge von 400 km folgt der Fluss dem Talweg. In seinem weiteren Lauf jedoch liegt er zwischen hoch angeschwemmten Ufern. Auf beiden Seiten befinden sich schalenartige Vertiefungen, in welche die kleineren Nebenflüsse sich ergießen. Diese tiefliegenden Ländereien sind auf der östlichen Flusseite zweimal durch die hohen Ufer des Feather und des Amerikanflusses unterbrochen, auf der westlichen Seite dagegen nur einmal durch die hohen Ufer eines ursprünglichen Bettes von Cache Creck. In der Nähe von Sacramento sind die Flußufer 3 bis 4 m höher gelegen als die Niederungen in dem angrenzenden Überschwemmungsgebiete und oberhalb des Featherflusses ist der Höhenunterschied mitunter mehr als 6 Meter. Das Gefälle landeinwärts, vom Flußufer weg, beträgt stellenweise etwa 3 Meter pro Kilometer.

Flußabwärts von Sacramento und westlich von Stockton erstreckt sich in großer Ausdehnung im Delta der beiden Flüsse ein Torfgebiet. Hier

liegen die Wasserläufe zwischen verhältnismäßig niedrigen angeschwemmten und daher aus festem Material bestehenden Ufern. Das Binnenland dagegen hat eine Torf- oder torfreiche Decke, deren Oberfläche nach Ableitung des Wassers zum Zweck der Bebauung sich merklich unter seine ursprüngliche Höhenlage gesenkt hat. Eingehende Beschreibungen dieser beiden Flüsse und des Kaliforniatales, an welchen sich der Verfasser beteiligte, wurden in amtlichen Berichten in den Jahren 1890 und 1894 geliefert. Näheres hierüber sowie ein Projekt für Stromverbesserungen im Sakramentotal ist in diesen Berichten zu finden. (Report of the Examining Commission on Rivers & Harbors, California 1890 und Report of the Commissioner of Publik Works California 1894, M. Manson and C. E. Grunsky, Consulting Engineers).

2. Die Strommessungen in Kalifornien während der Jahre 1878 bis 1879.

Der mit den hydrometrischen Arbeiten beauftragte Ingenieur wohnte mit seinen Gehilfen in einem Hausboot. Ein kleines Dampfboot stand ihm zur Verfügung und war bei Hochwassermessungen unentbehrlich. Mehrere Kähne von verschiedenen Größen, alle mit flachen Boden, waren vorhanden. Zwei derselben konnten durch Verkoppelung mit einer leichten Balkenlage und Überdeckung mit Brettern zu einem Doppelschiff (Catamaran) umgewandelt werden und wurden mit Erfolg in den stärksten Strömungen (über 2 Meter pro Sekunde) an beliebiger Stelle mittelst Anker festgehalten.

3. Schwimmer.

Es wurde angenommen, daß Woltmansche oder ähnliche hydrometrische Flügel in großer Tiefe, bei großen Geschwindigkeiten und in Wasser, das viel Treibholz, Blätter, Zweige und sogar Baumstämme mit sich reißt, nicht anzuwenden wären, daß somit Schwimmer verwendet werden müßten, um in allen Tiefen die Geschwindigkeit des Wassers zu ermitteln. Eine große Zahl Tiefenschwimmer, ähnlich der von Humphreys und Abbot am Mississippi benutzten, kamen daher in Anwendung (Fig. 1). Der Oberflächenschwimmer bestand aus zwei flachen, am Rande zusammengelöteten blechernen Schalen von etwa 0,2 bis 0,3 Meter Durchmesser. Dieser linsenförmige Körper hatte oben ein mit einem Pfropfen verschlossenes Loch und führte eine kleine Fahne. Durch eine leichte Schnur konnte mit diesem Schwimmer ein zweiter Körper verbunden werden, dessen spezifisches Gewicht kaum größer als die Einheit war. Es wurde angenommen, daß dieser zweite Schwimmer, dessen Oberfläche verhältnismäßig groß war, in der Schnurlänge unter der Wasseroberfläche seinen Lauf nehmen würde.

Der untere Schwimmer war entweder 0,20 Meter breit und 0,32 Meter hoch oder 0,28 Meter breit und 0,40 Meter hoch. Diese Tiefschwimmer waren entweder hohle doppelwandige (ringförmige) Zylinder aus Blech oder kleine Fäfschen mit eingeschlagenem Kopf und Boden.

Die Wassermessung mit Schwimmer wurde in folgender Weise vorgenommen. In einer möglichst geraden Stromstrecke wurden zwei Querprofile normal zum Stromstrich in 30 Meter (100 Fufs) Entfernung voneinander abgesteckt. Die Schwimmer kamen ins Wasser 30 bis 60 Meter oberhalb des oberen Querprofils. Von einem verankerten Kahn aus wurden

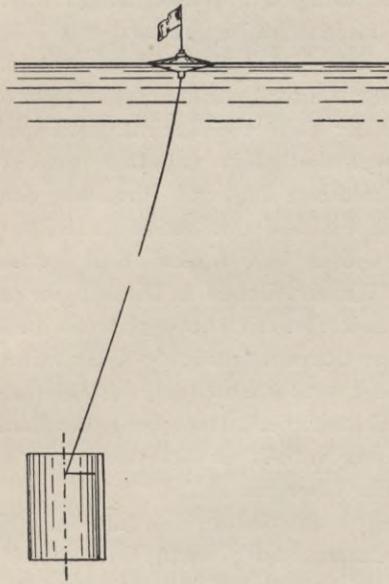


Fig. 1.

deren 11 nacheinander losgelassen. Der erste war ein einfacher Schwimmer. Alle anderen waren Tiefschwimmer, auf die einzelnen Zehntel der Wassertiefe der Vertikalen eingestellt. Die von den Schwimmern verfolgte Bahn wurde vom Ufer aus bestimmt und es ergab sich daraus eine mittlere Bahnlinie, welche zur Ermittlung der Entfernung der Vertikalen vom Ufer diente. Bei Flusssbreiten von 100 bis über 200 Meter wurden derartige Beobachtungen von ungefähr zehn verschiedenen Kahnlagen oder in zehn Vertikalen gemacht. Die Schwimmer wurden unterhalb des unteren Querschnittes aufgefangen. In dieser Weise konnte in einem Tage eine Messung der Wassermenge vorgenommen werden.

Es zeigte sich aber bald, daß besonders bei unregelmäßiger Hochwasserströmung der Lauf des unteren Schwimmers durch Wirbel und der-

gleichen gestört wurde und dafs derselbe sich nur selten in der angenommenen Tiefe befand. Es stellte sich auch heraus, dafs, wenn die Geschwindigkeiten an der Oberfläche und in der Tiefe des unteren Schwimmers nicht übereinstimmten, der obere Schwimmer nicht ohne Widerstand dem unteren Schwimmer folgte, dafs somit der Apparat nicht mit Zuverlässigkeit die Geschwindigkeit in der Tiefe der Schnurlänge ergab. In solchen Fällen war der untere Schwimmer nicht vertikal unter dem oberen, er war aus seiner richtigen Lage emporgehoben, jedoch wurde die Geschwindigkeit, als in Schnurlänge unter der Oberfläche bestätigt, eingetragen.

Um annähernd zu bestimmen, wie bedeutend der Einfluß solcher Störungen auf die Messung der Wassermenge war, wurde ein Vergleich von Messungen mit Tiefenschwimmern und mit Flügeln vorgenommen.

Es ist bekannt, dafs in Geschiebe oder Sand führenden Flüssen die gewöhnliche Form der Vertikalgeschwindigkeitskurve derart ist, dafs sich in etwa einem Drittel der Tiefe die Maximalgeschwindigkeit ergibt und nahe am Boden eine Geschwindigkeit ungefähr gleich der halben Maximalgeschwindigkeit. Aus dieser Zu- und Abnahme der Geschwindigkeit von der Wasseroberfläche bis auf die Fußsohle folgt denn auch sofort, wie mathematisch nachgewiesen werden kann, dafs der untere Schwimmer, auch bei Bewegung aller Wasserteilchen in Richtungen parallel zum Stromstrich nur dann in vorgesehener Tiefe sich bewegt, wenn dieselbe eine mit der Oberflächengeschwindigkeit übereinstimmende Geschwindigkeit bedingt. Selbst in diesem Falle erfolgt eine Ausbiegung der Schnur und somit eine geringe Hebung des unteren Schwimmers. Doch bei passendem Apparat wäre hiervon abzusehen. Ganz anders verhält es sich, wenn der untere Schwimmer sich nahe an der Fußsohle bewegen soll.

Bei den Messungen am Sakramentoflufs im Februar und März 1879 stellte sich deutlich heraus, dafs, wenn der untere Schwimmer mit einer Schnurlänge von 0,1 bis 0,4 der Tiefe mit dem oberen zusammenhing, er dem oberen voraus lief. Die Schnur stellte sich schief, der untere Schwimmer war nicht in gewünschter Tiefe. Wenn dagegen der untere Schwimmer sich nahe an der Sohle bewegen sollte, so übte derselbe einen verzögernden Zug auf den oberen Schwimmer. Die Schnur stellte sich in entgegengesetzter Richtung schief und durch Ausbiegung aus einer geraden Linie wurde der untere Schwimmer noch weiter gehoben.

Dazu kamen dann auch noch lokale Störungen. Die sandige Sohle des Flußbettes war bei Hochwasser fortwährenden Abänderungen unterworfen. Verschiebungen in den Erhöhungen und Vertiefungen der Sohle erfolgten täglich und mitunter plötzlich. Es entstanden Wirbel und Auf- und Abbrausungen, welche den unteren Schwimmer auf- und abzerrten und auch seitwärts verschoben, so dafs er sich besonders in seinen tieferen Lagen nahe der Flußsohle unzuverlässig erwies. Da aus der wohlbekanntem Form

der Vertikalkurve hervorgeht, daß der untere Schwimmer durch den oberen Schwimmer nur in verhältnismäßig geringerem Maße verzögert werden, dagegen in größeren Tiefen durch den oberen Schwimmer bedeutende Beschleunigung erleiden kann, so folgt unmittelbar, daß die mit Tiefenschwimmer bestimmten Wassermengen zu groß ausfallen.

Daß die durch Tiefenschwimmer ermittelte Kurve nicht eine richtige Form hat, kann folgendermaßen nachgewiesen werden:

Es sei die Form einer Vertikalgeschwindigkeitskurve durch Tiefenschwimmer bestimmt worden, Fig. 2 a.

Setzt man:

s = der Schnurlänge,

a = der Tiefe, in welcher sich der untere Schwimmer wirklich befindet,

w = dem Gewicht des eingetauchten unteren Schwimmers, damit auch bei Annahme einer Schnur von dem spezifischen Gewicht des Wassers = der Differenz zwischen dem Gewicht des vom oberen Schwimmer verdrängten Wassers und dem Gewicht des oberen Schwimmers selbst,

f = dem Flächeninhalt des vertikalen Durchschnitts des oberen Schwimmers (d. h. des Querschnitts, welcher dem Einfluß der Strömung ausgesetzt ist),

F = dem Flächeninhalt des vertikalen Querschnitts des unteren Schwimmers,

c_1 = einer Konstanten für Wasserdruck, von der Form des oberen Schwimmers und dem Gewichts- und Maßsystem abhängig,

c_2 = einer Konstanten für Wasserdruck, von der Form usw. des unteren Schwimmers abhängig,

v_o = der Wassergeschwindigkeit an der Oberfläche,

v_s = der Geschwindigkeit durch Schwimmer ermittelt und für die Tiefe s eingetragen,

v_a = der Geschwindigkeit durch Schwimmer für die Tiefe a ermittelt,

v'_a = der wirklichen Geschwindigkeit in der Tiefe a .

Man setze nun den allergünstigsten Fall voraus, daß sich alle Wasserteilchen in Richtungen parallel zum Stromstrich bewegen, daß also keine Wirbel und keine Vertikalgeschwindigkeiten vorhanden sind, somit also auch kein vertikaler Wasserdruck (mit Ausnahme einer vertikalen Komponente des Druckes auf die schief liegende Schnur, welche verhältnismäßig gering ist und vernachlässigt werden kann). Unter Annahme eines passend hergestellten Apparats wird die Ausbiegung der Schnur unbedeutend sein und dürfte also die horizontale Verschiebung des unteren Schwimmers durch $\sqrt{s^2 - a^2}$ angegeben werden. Es ergibt sich sodann (s. Fig. 2 a und b):

Die Schwimmer haben eine Geschwindigkeit v_s . Auf den oberen Schwimmer wirkt ein Wasserdruck, der einer Geschwindigkeit von $v_o - v_s$ entspricht. Auf den unteren in entgegengesetzter Richtung ein Wasserdruck, der einer Geschwindigkeit von $v_s - v'_a$ entspricht. Bezeichnet man diese Kräfte mit K_1 und K_2 , so ist

$$K_1 = c_1 f (v_o - v_s)^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$K_2 = c_2 F (v_s - v'_a)^2 \dots \dots \dots (2)$$

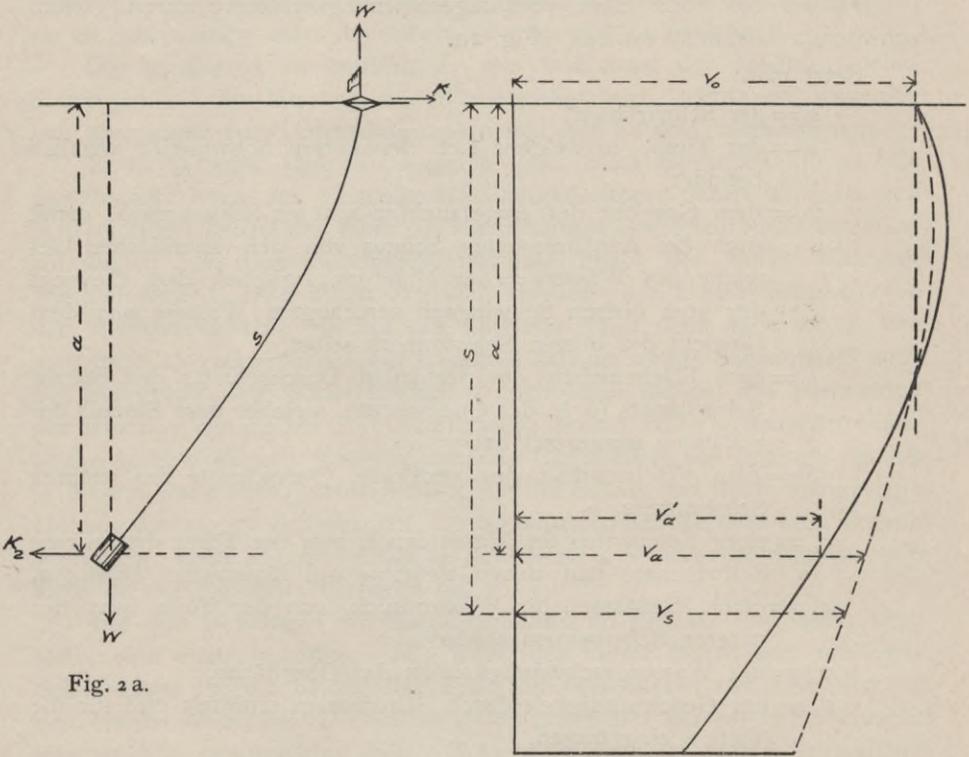


Fig. 2 a.

Fig. 2 b.

Es muß sein

$$K_1 = K_2 \dots \dots \dots (3)$$

somit

$$c_1 f (v_o - v_s)^2 = c_2 F (v_s - v'_a)^2 \dots \dots \dots (4)$$

Ferner hat man die Momentengleichung

$$w \sqrt{s^2 - a^2} = a c_1 f (v_o - v_s)^2 \dots \dots \dots (5)$$

Hieraus

$$s^2 - a^2 = \frac{a^2 c_1^2 f^2 (v_o - v_s)^4}{w^2} \dots \dots \dots (6)$$

Und

$$s - a = \frac{a^2 c_1^2 + f^2 (v_o - v_s)^4}{w^2 (s + a)} \dots \dots \dots (7)$$

Da doch nur Annäherungswerte zu ermitteln sind, darf man für $s + a$ den Näherungswert $2a$ einsetzen.

$$s - a = \frac{a^2 c_1^2 + f^2 (v_o - v_s)^4}{2 \cdot a w^2} \dots \dots \dots (8)$$

Und

$$s = a + \frac{a c_1^2 + f^2 (v_o - v_s)^4}{2 \cdot w^2} \dots \dots \dots (9)$$

Hieraus läßt sich die Schnurlänge bestimmen, welche nötig ist, den unteren Schwimmer in eine bestimmte Tiefe zu bringen, vorausgesetzt, daß die durch Doppelschwimmer auf gewöhnlichem Wege ermittelte Vertikalkurve schon bestimmt sei.

Es folgt aus Gleichung (9)

$$a = \frac{2 w^2 s}{2 w^2 + c_1^2 + f^2 (v_o - v_s)^4} \dots \dots \dots (10)$$

Es wird $a = s$ für den Fall $v_s = v_o$ wie auch aus den Gleichungen (9) und (10) zu ersehen ist.

Die Abweichung der eingetragenen Geschwindigkeit von der wirklichen Geschwindigkeit in der Tiefe a ergibt sich folgendermaßen:

Aus Gleichung (4) folgt

$$v'_a = v_s - \sqrt{\frac{c_1 f}{c_2 F}} (v_o - v_s) \dots \dots \dots (11)$$

$$v_a - v'_a = v_a - v_s + \sqrt{\frac{c_1 f}{c_2 F}} (v_o - v_s) \dots \dots \dots (12)$$

Für den besonderen Fall $c_1 = c_2$, der denn doch als nahezu zutreffend angenommen werden kann, wird die Differenz

$$v_a - v'_a = v_a - v_s + (v_o - v_s) \sqrt{f/F} \dots \dots \dots (13)$$

Verbunden mit (5) und c anstatt c_1 eingesetzt, ergibt sich:

$$v_a - v'_a = v_a - v_o + \sqrt{\frac{w \sqrt{s^2 - a^2}}{ac}} \left(\frac{1}{\sqrt{F}} + \frac{1}{\sqrt{f}} \right) \dots \dots (14)$$

Die Gleichungen 13 und 14 eignen sich zur Bestimmung der Differenz $v_a - v'_a$, nachdem ein Näherungswert von s aus Gleichung (9) bestimmt worden ist. Diese Differenz verschwindet, wenn $v_o = v_s = v_a$, in welchem Falle $s = a$. Sie läßt sich für jede durch Doppelschwimmer angedeutete Vertikalgeschwindigkeitskurve bestimmen.

Als Beispiel dürften für den von dem Staatsingenieur bei Freeport am Sakramentofluß im Februar und März 1879 angewendeten Apparat und für eine Durchschnittskurve folgende Werte zutreffen:

$$v_0 = 1,42 \text{ m pro Sekunde.}$$

$$v_a = 1,12 \text{ „ „ „}$$

$$a = 6,10.$$

$$w = 0,018 \text{ kg.}$$

$$f = 0,00158 \text{ qm (annähernd).}$$

$$F = 0,0517 \text{ „ „}$$

$$c = 39.$$

Es ergibt sich aus Gleichung (9) als erste Annäherung

$$s = 6,40 \text{ m.}$$

Die Geschwindigkeitskurve ergibt für die Tiefe 6,40 m eine eingetragene Geschwindigkeit

$$v_s = 1,09 \text{ m.}$$

Als zweite Annäherungen ergeben sich

$$s = 6,50 \text{ und } v_s = 1,09.$$

Und als dritte Annäherung die gleichen Werte.

Die Differenz $v_a - v'_a$ durch (14) ermittelt, ergibt

$$v_a - v'_a = 0,08 \text{ m pro Sekunde.}$$

Dieser Unterschied zwischen der eingetragenen Geschwindigkeit und der in Wirklichkeit bestehenden rührt nur her von der Differenz der Geschwindigkeiten an der Oberfläche und in der Tiefe des unteren Schwimmers. Die Störungen, welche von Querströmungen, Auf- oder Abströmungen herrühren, sind ganz vom Zufall bedingt und lassen sich nicht berechnen.

Es wäre noch zu erwähnen, daß der Tiefenschwimmer, welcher bei den Humphreys- und Abbotschen Messungen am Mississippi Anwendung fand, nicht geeignet war, die Verbindungsschnur auch nur annähernd anzuspannen. Es sagt, denselben betreffend, der Ingenieur C. G. Forshey in dem von Humphreys und Abbot 1861 veröffentlichten Bericht: „Es war nötig, die ausgetrockneten Schwimmer eine zeitlang ins Wasser zu legen um sie zum Sinken zu bringen“. Diese Angabe bezieht sich wohl auf die aus Holz angefertigten unteren Schwimmer. Es kamen nämlich kleine leichte Fässer von etwa 0,3 m Durchmesser und 0,4 m Höhe zur Anwendung. Die Verbindungsschnur bestand aus Hanf und hatte ein spezifisches Gewicht von 0,71. Es wäre daher wohl anzunehmen, daß die Schnur in den größeren Tiefen unter dem oberen Schwimmer schlaff hing und sich in nicht unbedeutendem Maße unter dem Einfluß der Strömung ausbeugte. Es ist daher auch kein Wunder, daß Humphreys und Abbot in ihrer Normalkurve die Sohlengeschwindigkeit verhältnismäßig hoch angeben.

148 Meter vom linken Ufer

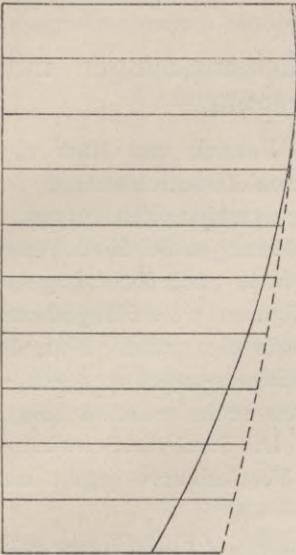


Fig. 3.

116 Meter vom linken Ufer

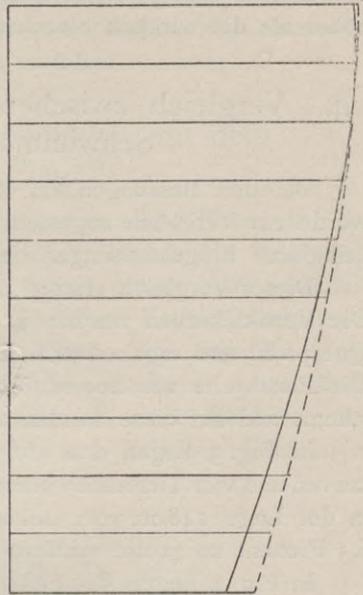


Fig. 4.

88 Meter vom linken Ufer

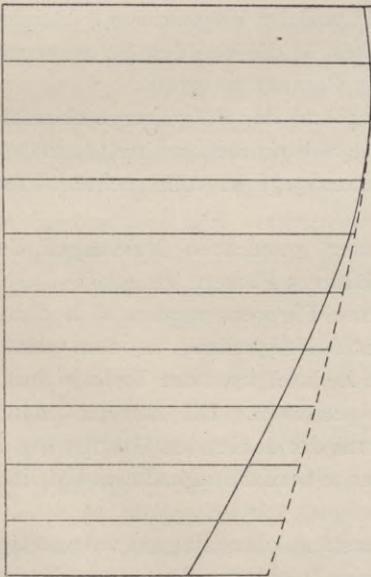


Fig. 5.

64 Meter vom linken Ufer

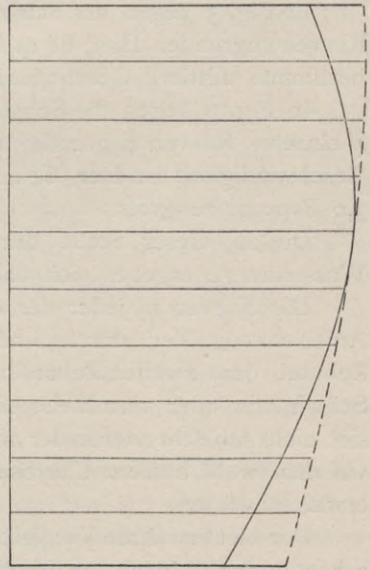
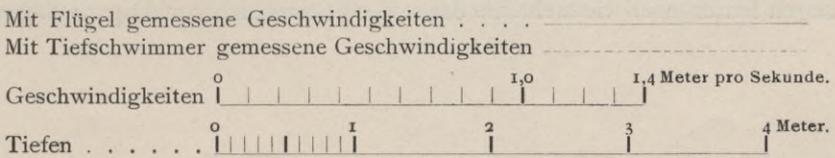


Fig. 6.



Die von ihnen angegebene Sohlengeschwindigkeit ist wohl gegen 50 Prozent höher als die wirklich bestehende.

4. Vergleich zwischen Geschwindigkeitsmessungen mit Schwimmern und mit Flügeln.

Bei den Messungen am Sakramentofluss im Februar und März 1879 wurde ein Vergleich angestellt zwischen den durch Tiefenschwimmer und den durch Flügelmessungen bestimmten Vertikalgeschwindigkeitskurven.

Dieser Vergleich erstreckte sich auf sieben Messungen bei Hochwasser. Die Vertikalkurven wurden in Gruppen eingeteilt je nach ihrer Lage im Querprofil und ergaben sich Resultate, wie in Figuren 3 bis 6 angedeutet. Die Flussbreite war 200 m. Für jede Gruppe wurde die mittlere Tiefe bestimmt und auf diese wurden alle Geschwindigkeitsmessungen bezogen.

In Fig. 3 liegen den aufgezeichneten Kurven sechs einzelne Flügelnkurven und vier Tiefenschwimmerkurven zugrunde. Die durch die Schwimmer in der Lage 148 m vom linken Ufer entfernte Vertikalkurve ergibt eine 6,5 Prozent zu große mittlere Geschwindigkeit.

In Fig. 4 liegen der Schwimmerkurve fünf und der Flügelnkurve sechs einzelne Vertikalkurven zugrunde. Die durch die Schwimmer ermittelte mittlere Geschwindigkeit in einer Entfernung von 116 m vom linken Flußufer ist um 3,8 Prozent zu groß.

In Fig. 5 liegen der Schwimmerkurve 5 und der Flügelnkurve 4 einzelne Kurven zugrunde. Hier, 88 m vom linken Ufer, ist die von dem Schwimmern bestimmte mittlere Geschwindigkeit um 6,7 Prozent zu groß.

In Fig. 6 liegen die Schwimmerkurve 4 und der Flügelnkurve ebenfalls 4 einzelne Kurven zugrunde. Die durch die Schwimmer ermittelte mittlere Geschwindigkeit ist hier, 64 m vom linken und 136 m vom rechten Ufer, 3,0 Prozent zu groß.

Die an dieser Stelle durch Schwimmer gemachten Messungen der Wassermenge ergeben sich daher um ungefähr 5 Prozent zu groß.

Die Kurven in jeder der oben erwähnten Figuren ergaben sich durch Aufzeichnung der durchschnittlichen Geschwindigkeiten, in dem ersten Zehntel, dem zweiten Zehntel, dem dritten Zehntel usw. der Tiefe je durch Schwimmer oder vermittelt eines Flügels gemessen. Die Kurven passen sich nicht schlecht aneinander an, mit Ausnahme der der letzten Gruppe Fig 6, wo man wohl bessere Übereinstimmung der Oberflächengeschwindigkeiten erwarten dürfte.

Der hier erwähnte Vergleich ist selbstverständlich nicht ganz zuverlässig, schon deshalb, weil die verglichenen Kurven nicht an demselben Tagen bestimmt wurden und die Vertikalen nicht vollständig übereinstimmende Lagen hatten, weil vielmehr die Sohle des Flusses sich von Tag zu Tag mehr

oder weniger änderte. Trotzdem ist es augenscheinlich, daß die von den Schwimmern nahe an der Flußsohle bestimmten Geschwindigkeiten und die entsprechenden Wassermengen zu groß ausfallen.

5. Wassergeschwindigkeitsmessungen mit dem hydrometrischen Flügel.

Bei den Strommessungen in Kalifornien kamen sechs Flügel zur Anwendung. Diese waren alle von ähnlicher Art, sogenannte Henrysche Flügel. Von einer leichten stählernen Achse, Fig. 7, gingen zwei Schaufeln aus, welche in einer Schraubenfläche lagen. Die Flügel hatten Durchmesser von ungefähr 12 cm und die Schaufeln eine Breite von ungefähr 3 cm. Die Achse lief in einem kleinen Gehäuse und ruhte mit ihrem spitzen Ende in einem Achatlager. Eine leichte Feder drückte auf einen die Achse umgebenden Ring, welcher zum Teil aus Stahl, zum Teil aus Achat oder

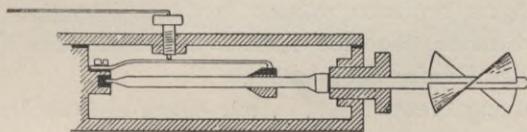


Fig. 7. Der Henrysche Flügel.

Glas bestand. Durch Isolierung der Feder war es möglich, bei jeder Umdrehung des Flügels einen elektrischen Strom zu schliessen und über der Oberfläche des Wassers ein hörbares Signal zu erhalten.

Diese Flügel haben sich nicht gut bewährt. Die Achse war zu schwach. Die Schaufeln wurden leicht beschädigt und die Meldung der Umdrehungen war nicht immer zuverlässig. Man fand es nötig, die Beobachtungen häufig zu wiederholen und verhältnismäßig lange in jeder Tiefe die Umdrehungen zu zählen. Es ergab sich, daß es schwierig war, auf die Dauer richtig zu zählen und es wurde daher eine bequeme Notierung eingeführt, welche die Arbeit sehr erleichterte.

||| ||| ||| | ||| ||| ||| | ||| ||| ||| | ||| ||| | = 37

Kurze Striche in Gruppen von je drei und den zehnten lang ermöglichten leichte Übersicht und rasche Summierung.

Es war vom Staatsingenieur vorgeschrieben worden, die Flügel entweder an runden Stäben oder an vertikalen Drähten auf und ab zu ziehen, damit sie genau in die gewünschte Tiefenlage gebracht werden konnten. Dies gelang denn auch während des Niederwassers von 1878, aber bei ansteigendem Wasser im Winter 1878—1879 erwiesen sich die vorgesehenen Vorrichtungen als unzulänglich. Es war unmöglich, in der starken Strömung

die Flügel auf und ab zu ziehen — weder an einem Stab noch an einem Draht — und mußten neue Maßregeln getroffen werden.

Die Anwendung eines Stabes, an dem der Flügel auf und ab bewegt werden kann, ist selbstverständlich auf geringe Wassertiefen und kleine Geschwindigkeiten beschränkt. Da hingegen der freihängende Flügel allgemein angewendet werden kann, so hat man in Amerika von der Anwendung einer Stange bei den Messungen größerer Wassermengen und besonders bei Strommessungen fast ganz abgesehen. Der Stab als Führer des Flügels findet jedoch immer noch Anwendung bei Messungen von geringen Wassermengen, besonders bei Messungen in künstlichen Gerinnen. Man hat sich daher in Amerika weit weniger damit befafst, bequeme Vorrichtungen für das Auf- und Abschieben des Flügels an einer Stange zu verschaffen, als dies in Europa der Fall zu sein scheint. Es wird in bezug hierauf von Ingenieur Dr. Epper¹⁾ erwähnt:

„Da andere geeignete Apparate nicht zur Hand waren, hat sich der Verfasser“ (Dr. Epper) „bei seinen ersten Wassermessungen des Amslerschen freihängenden Flügels bedienen müssen, so beispielsweise bei den Vorarbeiten zu den Studien über die Abflufsverhältnisse des Vierwaldstätter Sees (1879) und des Genfer Sees (1883).“

„Die Handhabung dieses mit einem elektrischen Grundtaster versehenen Apparates erwies sich, obgleich er schon nach den ersten Messungen einige wesentliche Verbesserungen erfuhr, jedoch als äußerst umständlich. Zudem mußte man bei den Messungen in der steten Angst leben, es könnte durch einen Bruch des nur 2 mm dicken, aus Stahl angefertigten Aufhänge drahtes der kostspielige Flügelapparat verloren gehen. Bei größeren Tiefen und bedeutenden Geschwindigkeiten gab es manchmal alle Augenblicke eine Störung, überdies wurde der Aufhänge draht trotz der 40 kg schweren Beschwerungs linse so stark von den Vertikalen abgelenkt, daß sich die Höhenbestimmung der Flügellage ungenau gestaltete und schließlich war man, namentlich bei trübem Wasser, nie recht sicher, welche Stellung die Achse des kardanisch aufgehängten Flügels zur Querprofilebene einnahm.“

„Später wurde dieser Apparat gänzlich außer Dienst gestellt und selbst bei verhältnismäßig großen Wassertiefen und Geschwindigkeiten der Amslersche elektrische Flügel nunmehr an einer vertikalen hohlen Stange verwendet. Dabei erwies es sich in Beziehung auf die Handhabung des Flügels als vorteilhafter und mit Rücksicht auf die Tarierung des Instrumentes auch als empfehlenswerter, letzteres stets am unteren Ende der Stange zu belassen, also mit dieser selbst zu manövrieren und nicht, wie es sonst vielfach üblich ist, die Stange fest aufzustellen und den Flügel längs ihr zu verschieben.“

¹⁾ Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. 1907. S. 46.

Bei den Hochwassermengen in Kalifornien wurden, wie schon erwähnt, zwei Kähne zusammengekoppelt und aus leichtem Gasrohr ein rechteckiger Rahmen hergestellt. Dieser Rahmen konnte in horizontaler Lage von dem Doppelkahn ins Wasser gelassen werden. Um sein stromaufwärts gelegenes Glied drehte sich der Flügel, durch eine Steuerfahne kontrolliert, Fig. 8. Das untere Glied des Rahmens wurde schwer mit Eisen oder Blei belastet. Damit der Rahmen stets vertikal unter dem Doppelkahn zu liegen kommen sollte, war ein verankerter Kahn vorgesehen, 30 bis 60 m stromaufwärts, und führte ein leichtes Drahtseil von diesem zu dem oberen Teil des Rahmens. Der verankerte Kahn war zugleich auch der Befestigungspunkt für den Doppelkahn, der nur durch ein leichtes Drahtseil mit dem oberen in Verbindung stand. Durch die Steuerruder konnte der Doppelkahn mit genügender Genauigkeit an gewählter Stelle festgehalten werden.

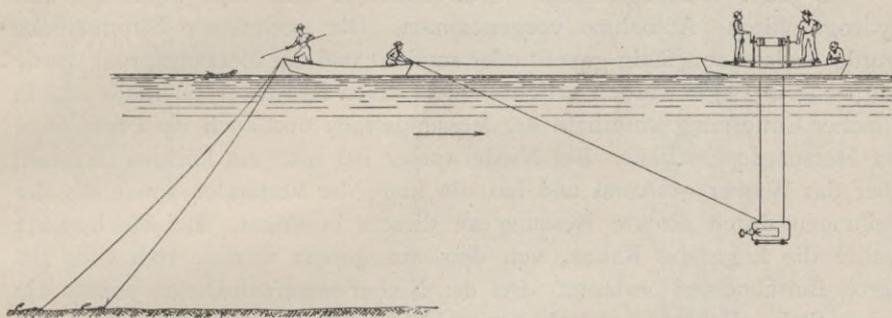


Fig. 8. Anwendung des Californischen Apparates.

Nach Einstellung in eine Vertikale des Querprofils wurde zunächst der belastete Rahmen bis auf die Flußsohle niedergelassen und die Tiefe wurde abgelesen. Sodann wurde der Rahmen emporgehoben, bis der Flügel nahe an die Oberfläche kam. Nach der Geschwindigkeitsmessung an der Oberfläche erfolgte die Messung in zehn weiteren Punkten bis an die Flußsohle; alsdann wurde der obere Kahn mit Hilfe des kleinen Dampfbootes auf die nächste Station gebracht. Dieses Verfahren wurde in der Regel von einer Seite des Flusses zur anderen in zehn Vertikalen wiederholt, doch wurde dabei ganz davon abgesehen, die Entfernung der Vertikalen voneinander gleich zu halten. Es sollte dies nur annähernd geschehen. Aber es wurde die Lage jeder Vertikalen genau festgelegt, entweder durch Einschneiden vom Ufer aus oder durch Winkelmessungen mit einem Sextanten.

Auf diese Weise konnte eine Wassermengenmessung bei einer Tiefe von 6 bis 9 m, einer Flußbreite von 200 m und Wassergeschwindigkeiten bis über 2 m pro Sekunde in einem Tag vorgenommen werden.

Es wurde, wie schon angeführt, in jedem Zehntel der Tiefe die Geschwindigkeit gemessen. Anfangs wurden die Flügelumdrehungen 3 Minuten lang gezählt. Später fand man es besser, minutenlange Beobachtungen dreimal zu wiederholen. Da das Wasser viel Schlick und Sand führte und viele Grashalme, Blätter, Zweige und dergl. mehr, so mußte der Flügel von Zeit zu Zeit aus dem Wasser gehoben und besichtigt werden. Dies erfolgte mit nur geringem Zeitverlust, da das Auf- und Abheben mittelst einer einfachen Winde erfolgte.

Die Vorrichtung, den elektrischen Strom bei jeder Umdrehung des Flügels zu unterbrechen, hat sich nicht gut bewährt. Bei zu starkem oder zu schwachem Strom wurden die Signale unzuverlässig.

6. Querprofilaufnahmen durch Peilungen.

An jeder Messungsstation wurde zunächst eine topographische und hydrographische Aufnahme vorgenommen. Die geeignetste Stromstrecke wurde alsdann sorgfältig gepeilt oder sondiert und das Messungsprofil wurde ausgewählt. Pegel wurden errichtet etwa einen Kilometer oberhalb und in gleicher Entfernung unterhalb der Messungsstelle und auch ein Pegel nahe am Messungsquerschnitt. Bei Niederwasser hat man ein leichtes Drahtseil über das Wasser gespannt und hat die Lage der Vertikalen sowie die der Peilungen durch direkte Messung an diesem bestimmt. Bei Hochwasser wurde die Lage des Kahns, von dem aus gepeilt wurde, vom Ufer aus durch Einschneiden bestimmt. Bei den Niederwasseraufnahmen konnte ein langer Stab mit unten angeschlagener kleiner hölzerner Scheibe verwendet werden. Bei Hochwasser mußte das Senkblei angewendet werden. Das Senkblei, welches man am passendsten fand, wog ungefähr 6 kg.

Als es sich bei Freeport am Sakramentofluß zeigte, daß die Flußsohle keine beständige Lage einhielt, sondern daß sich die Sandablagerungen von Tag zu Tag verschoben, wurden daselbst wiederholte Aufnahmen gemacht. Diese erstreckten sich auf eine Stromlänge von ungefähr 200 m. Ein Kahn wurde am oberen Ende der Strecke in etwa zehn verschiedenen Lagen zwischen den beiden Ufern vor Anker gelegt und mittelst eines markierten Seiles ließ man einen zweiten Kahn, von dem aus sondiert wurde, die Stromstrecke flussabwärts durchlaufen. Er wurde in regelmäßigen Abständen angehalten. Durch Kontrollierung mit dem Ruder wurde er auf gerader Linie gehalten. Seine Lage wurde vom Ufer aus in den einzelnen Querprofilen festgelegt.

Wie bedeutend die Profilvergrößerung oder -Verkleinerung von Tag zu Tag ausfallen mag, geht aus Fig. 9 hervor. Die Tiefenmessungen, welche den Bestimmungen der Wassermengen zugrunde liegen, wurden durch den schon beschriebenen Apparat auf dem Doppelkahn ermittelt.

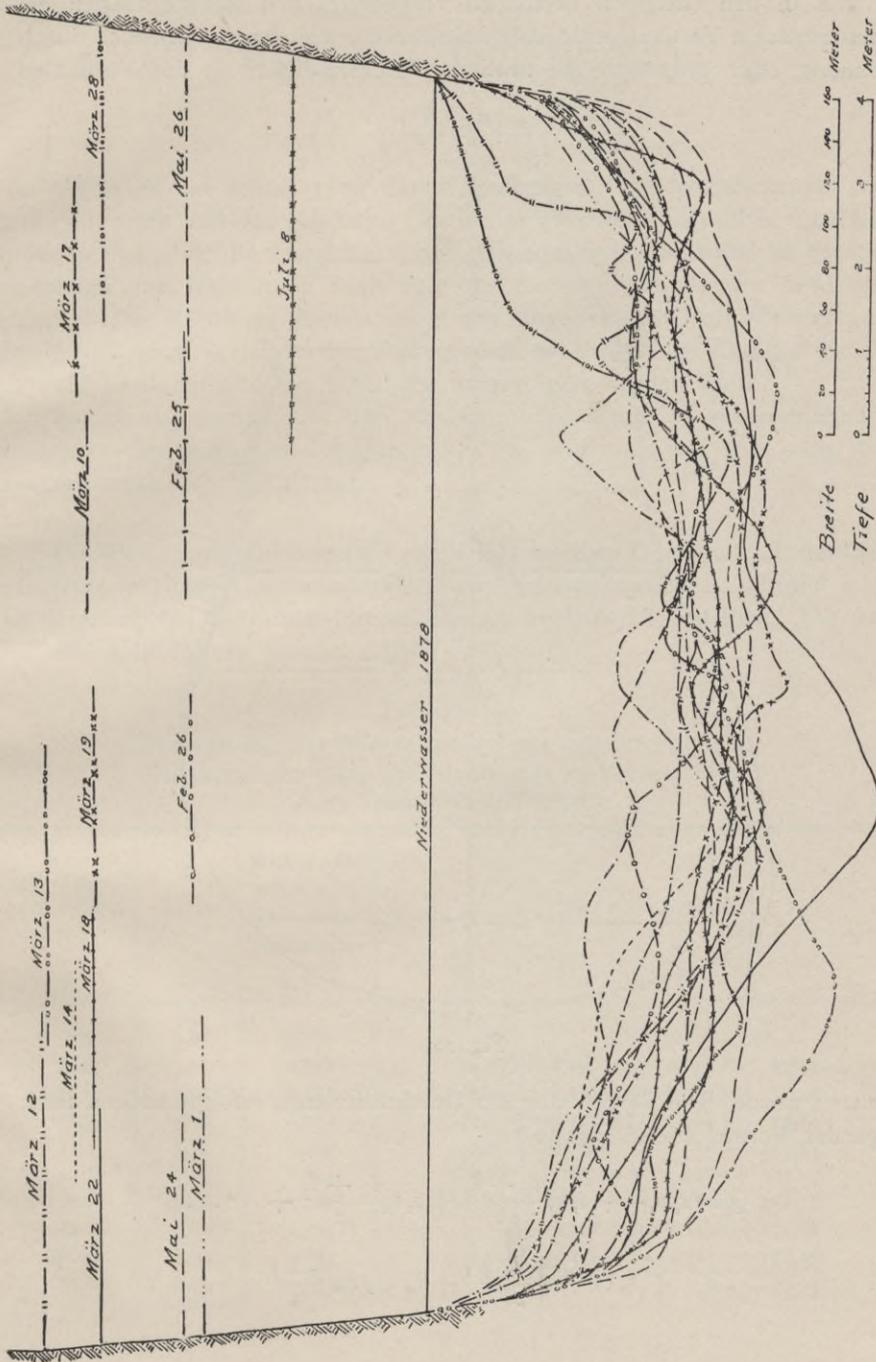


Fig. 9. Querprofil des Sacramentoflusses. (Am Messungsort Freeport, 1879.)

7. Berechnung der Wassermenge.

Die in den einzelnen Vertikalen vorgenommenen Beobachtungen ergaben zunächst Vertikalgeschwindigkeitskurven, aus denen entweder durch Rechnung oder graphisch die mittlere Geschwindigkeit in der Vertikalen

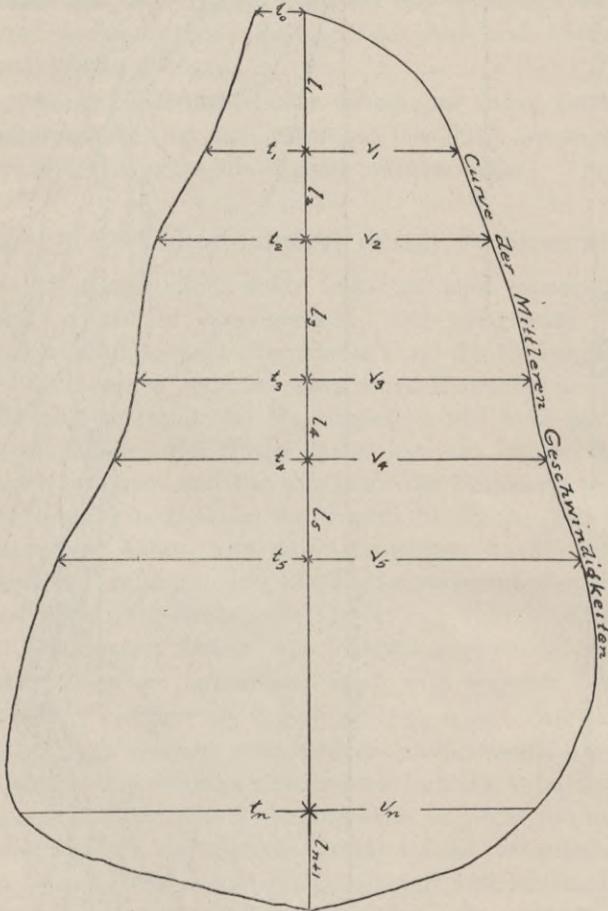


Fig. 10.

ermittelt wurde. Die Berechnung der Durchflussmenge erfolgte sodann nach folgender Formel (siehe Fig. 10):

$$Q = t_0 v_1 \frac{l_1}{2} + t_1 v_1 \frac{l_1 + l_2}{2} + t_2 v_2 \frac{l_2 + l_3}{2} + \dots$$

$$+ t_n v_n \frac{l_n + l_{n+1}}{2} + t_{n+1} v_n \frac{l_{n+1}}{2}$$

Diese Formel ist eine Annäherungsformel. Sie gibt etwas zu große Werte. Sie ist jedoch wohl zuverlässiger als die von der U. S. Geological Survey angewendete, wonach

$$Q = l_1 \left(\frac{t_0 + t_1}{2} \right) \left(\frac{v_0 + v_1}{2} \right) + l_2 \left(\frac{t_1 + t_2}{2} \right) \left(\frac{v_1 + v_2}{2} \right) + \dots + l_n \left(\frac{t_{n-1} + t_n}{2} \right) \left(\frac{v_{n-1} + v_n}{2} \right)$$

Der Verfasser hat schon 1879 darauf gedrungen, die Wassermenge aus dem Querprofil und der mittleren Geschwindigkeitskurve graphisch zu bestimmen, hat aber die Annahme dieser Methode weder im Amte des Staatsingenieurs von Kalifornien noch von der Geologischen Survey bewirken können. Die Rechnung mittels einer der angedeuteten Formeln hat vor dem graphischen Verfahren den Vorzug, daß das endgültige Resultat gleich im Feld bestimmt und ins Notizbuch eingetragen werden kann.

Es ist augenscheinlich, daß die Durchflußmenge in einem einheitsbreiten vertikalen Streifen des Querprofils tv_m sein muß und daß somit die Wassermenge sich beläuft auf:

$$Q = \Sigma tv_m.$$

Die Wassermengenkurve läßt sich leicht aus dem Querprofil mit darüber gestellter mittlerer Geschwindigkeitskurve konstruieren. Als Beispiel mag die Messung des Sakramentoflusses am 17. Februar 1879 dienen. Fig. 11.

Die kalifornische Formel ergab:

Tabelle I.
Berechnung der Wassermenge am Sakramentoflufs.
Messungsstelle: Gray und Shaws, den 17. Februar 1879.
Nach kalifornischer Formel.

| Entfernung vom linken Ufer | Tiefe | Mittlere Geschwindigkeit in der Vertikalen | Berechnung |
|----------------------------|-------|--------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| m | m | m/sec. | cbm |
| 0,0 | 0,00 | 0,000 | |
| 19,8 | 3,30 | 0,655 | $(9,90 + 8,40) \cdot 3,30 \cdot 0,655 = 39,55$ |
| 36,6 | 4,98 | 0,885 | $(8,40 + 7,55) \cdot 4,98 \cdot 0,885 = 70,30$ |
| 51,7 | 5,12 | 0,962 | $(7,55 + 10,70) \cdot 5,12 \cdot 0,962 = 89,89$ |
| 73,1 | 5,74 | 1,250 | $(10,70 + 10,70) \cdot 5,74 \cdot 1,250 = 153,55$ |
| 94,5 | 6,55 | 1,345 | $(10,70 + 13,05) \cdot 6,55 \cdot 1,345 = 209,23$ |
| 120,6 | 7,18 | 1,280 | $(13,05 + 10,70) \cdot 7,18 \cdot 1,280 = 218,27$ |
| 142,0 | 7,80 | 1,145 | $(10,70 + 9,00) \cdot 7,80 \cdot 1,145 = 175,94$ |
| 160,0 | 7,32 | 1,082 | $(9,00 + 11,00) \cdot 7,32 \cdot 1,082 = 158,40$ |
| 182,0 | 0,00 | 0,000 | |
| | | | $Q = 1115,13$ |

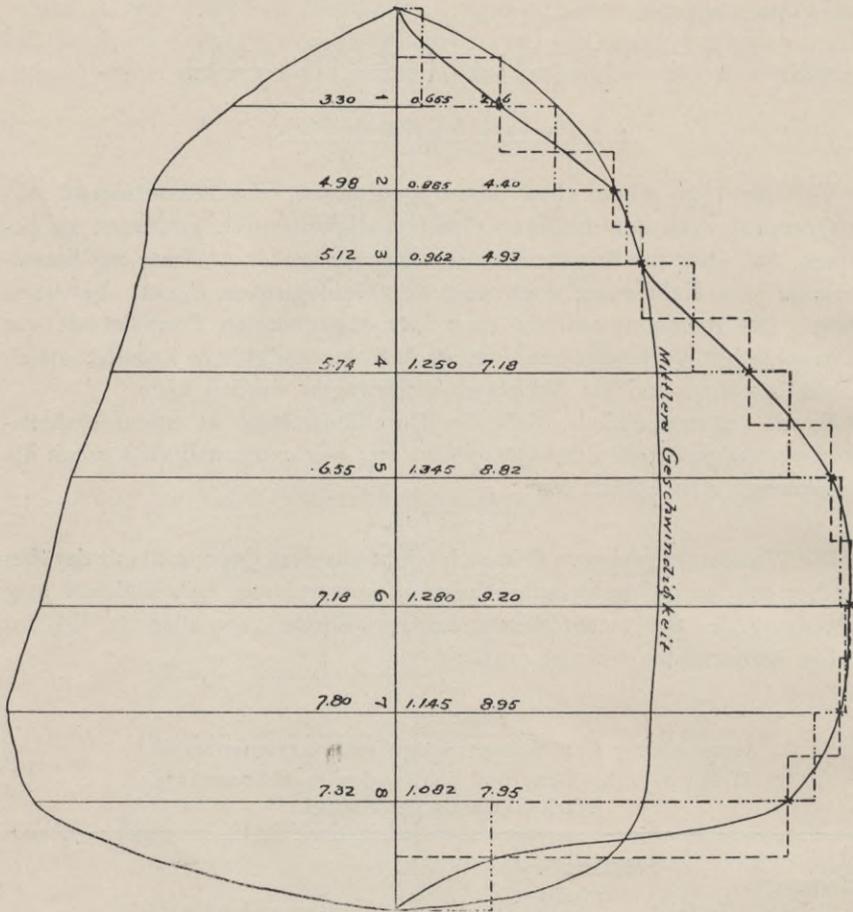


Fig. 11.

Wassermenge Graphisch —————
 • U.S.G.S. - - - - -
 • Cal. St. Ing. - - - - -

Geschwindigkeit 0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 Meter
 Wassermenge 0 1 2 3 4 5 Cu.M.p.S
 Breite 0 10 20 30 40 50 Meter
 Tiefe 0 1 2 3 4 5 Meter

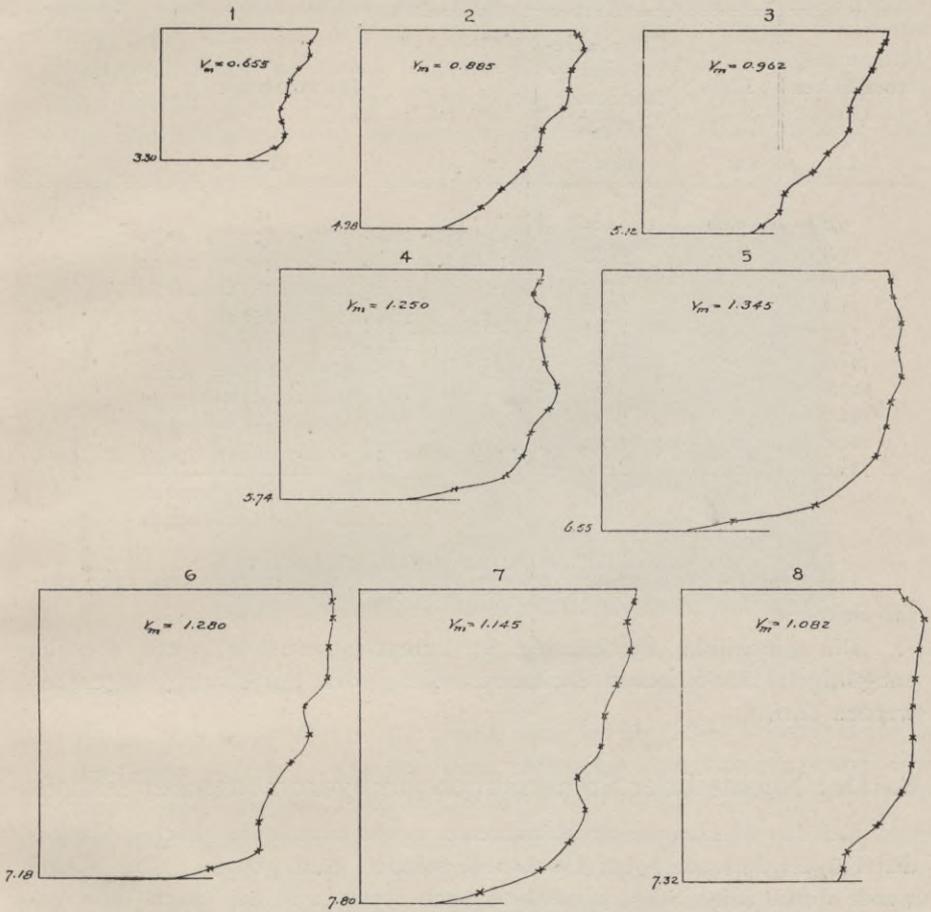


Fig. 11. Messung der Wassermenge des Sakramentoflusses bei Gray und Shaws (State Engineer). 17. Februar 1879.

Die Berechnung nach der Formel der U. S. Geological Survey dagegen ergibt:

Tabelle II.
Berechnung der Wassermenge am Sakramentoflufs.
Messungsstelle: Gray und Shaws, den 17. Februar 1879.
Nach der Formel der U. S. Geological Survey.

| Entfernung vom linken Ufer | Tiefe | Mittlere Ge- schwindig- keit in der Vertikalen | Berechnung | |
|----------------------------------|-------|---------------------------------------------------------|------------------------|---------|
| | | | m | cbm |
| 0,0 | 0,00 | 0,000 | 19,8 · 3,30 · 0,655 = | 42,90 |
| 19,8 | 3,30 | 0,655 | 16,8 · 8,28 · 1,540 = | 214,22 |
| 36,6 | 4,98 | 0,885 | 15,1 · 10,10 · 1,847 = | 281,69 |
| 51,7 | 5,12 | 0,962 | 21,4 · 10,86 · 2,212 = | 514,08 |
| 73,1 | 5,74 | 1,250 | 21,4 · 12,29 · 2,595 = | 676,50 |
| 94,5 | 6,55 | 1,345 | 26,1 · 13,73 · 2,625 = | 940,68 |
| 120,6 | 7,18 | 1,280 | 21,4 · 14,98 · 2,425 = | 777,39 |
| 142,0 | 7,80 | 1,145 | 18,0 · 15,12 · 2,227 = | 608,33 |
| 160,0 | 7,32 | 1,082 | 22,0 · 7,32 · 1,082 = | 174,25 |
| 182,0 | 0,00 | 0,000 | | |
| | | | 4 Q = | 4230,04 |
| | | | Q = | 1057,51 |

Die graphische Bestimmung ergibt eine Wassermenge von 1107 cbm pro Sekunde.

Die graphische Bestimmung ist immer vorzuziehen, wenn von der endgültigen tabellarischen Zusammenstellung der Berechnung abgesehen werden darf.

8. Der Nachteil der Steuerfahnen am hydrometrischen Flügel.

Bei den Messungen am Sakramento wurde man des ungleichen Ganges des Flügels besonders bei Hochwasserständen bald gewahr. Der Flügel wurde durch seine Steuerfahne bald nach rechts und bald nach links gedreht. Er stellte sich sofort in die Richtung der Strömung, die oft durch Wirbelbewegungen des Wassers bedingt wurde und nicht immer dem Stromstrich parallel lag. Die mit einem solchen Apparat gemessene Geschwindigkeit ist somit nicht immer die gesuchte, d. h. die zum Querprofil normale. Da sich der Flügel jederzeit in die Richtung der größten Geschwindigkeit des Wassers stellt, so dürfte wohl angenommen werden, dafs mit solchem Apparat in Flüssen mit beweglicher Sohle und mit unregelmässiger Strömung die Messungsergebnisse zu groß ausfallen. Untersuchungen hierüber sind zur

Zeit noch nicht ausgeführt worden. Es wäre jedenfalls besser, die Flügel ohne Steuerfahne zu benützen, wie dies ja auch in Europa teilweise Gebrauch zu sein scheint. Doch sollte dabei deren Konstruktion derartig modifiziert werden, daß der Seitendruck des Wassers die Reibung nicht zu sehr vermehrt.

Der vom Staatsingenieur im Jahre 1879 angewendete Apparat Fig. 8 würde sich leicht umgestalten lassen in einen der den Flügel in fester Lage hält. Es wäre nur der Rahmen durch einen langen horizontalen belasteten Stab, an dessen oberem Ende der Flügel zu befestigen wäre, zu ersetzen. Eine derartige Vorrichtung kam bereits schon von Révy bei den Strommessungen in Südamerika in Anwendung (Hydraulics of Great

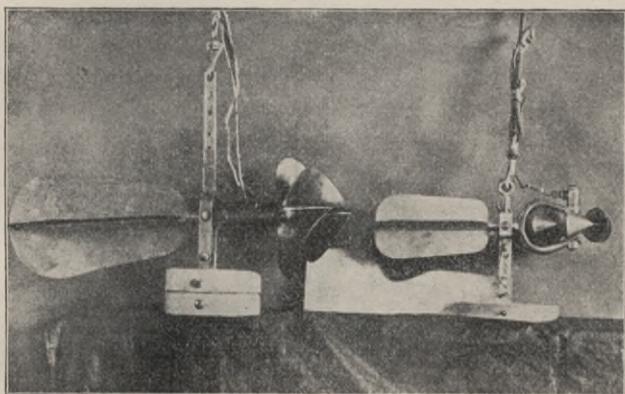


Fig. 12. Der Haskellsche und der Pricessche Flügel.

Der Abhandlung von E. C. Murphy entnommen (Transaktions Am. Soc. C. E. Vol. XLVII).

Rivers, J. J. Révy 1874). Es wurde auch ein ähnlicher Apparat (1904) von der Firma A. Ott in Kempen dem „Ministère des Travaux Public de la Republique Française, Ponts et chaussées“ auf erteilten Auftrag angefertigt¹⁾.

Die Geschwindigkeitsmesser, wie sie jetzt von der U. S. Geological Survey und von dem Ingenieurkorps der U. S. Armee in Anwendung kommen, sind in Fig. 12²⁾ abgebildet. Die Flügel sind: der wohlbekannte Pricessche, einem Schalen-Anemometer ähnlich, und der Haskellsche mit vier schraubenförmigen Schaufeln, so flußaufwärts zugespitzt, daß sich Grashalme, Blätter und dergl. mehr, nicht anhängen können. Der Haskellsche Flügel hat eine hohle Nabe und dreht sich um einen an der oberen Spitze derselben gelegenen

¹⁾ Epper: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. 1907. S. 54.

²⁾ Einer Abhandlung des Herrn E. C. Murphy entnommen. Transactions American Society of Civil Engineers Vol. XLVII. S. 370 (1902).

Punkt. Beide Flügel kommen mit Steuerfahne in Anwendung. Bei dem Priceschen dient dieselbe allerdings nur dazu, das Instrument so zu stellen, daß das Wasser in ungestörtem Lauf bei dem Rad anlangt. Wenn auch der Flügel festgehalten würde, so würde doch immer auf das horizontale Rad die Strömung in voller Kraft wirken, aus welcher Richtung sie auch kommen mag. Es hat sich bei diesem Apparat ferner noch gezeigt und wird von verschiedenen Hydraulikern bestätigt, daß bei Auf- und Abbewegungen die Umdrehungen beschleunigt werden. Zur Abhilfe, und als eine Verbesserung des Priceschen Flügels schlägt der Verfasser vor, das Rad vertikal anstatt horizontal zu stellen und um den Einfluß der Querströmungen aufzuheben, eine dünne Scheibe mitten durch die Schalen zu legen. Der Flügel kann alsdann auch ohne Steuerfahne in Anwendung kommen. Durch Messungen mit zwei derartigen Flügeln, deren Räder sich

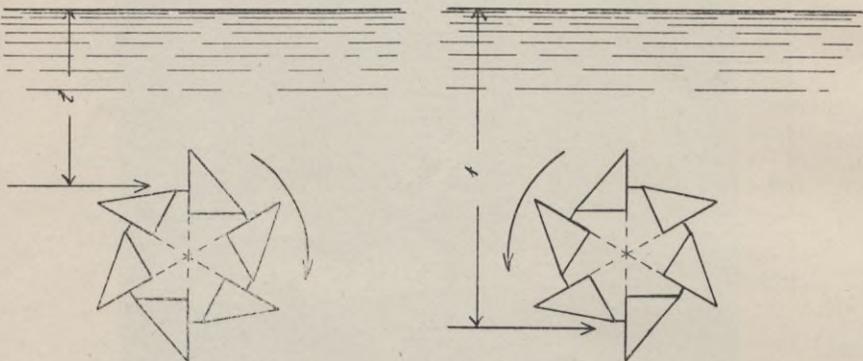


Fig. 13. Rechts und links drehende Schalenflügel.

in entgegengesetztem Sinne drehen, könnte wohl jeder Genauigkeitsanforderung entsprochen werden. Gewöhnlich dürften Messungen mit einem Flügel genügen, besonders nachdem man experimental bestimmt hat, in welcher Tiefe die ermittelte Geschwindigkeit einzutragen ist, ob in der Tiefe der Achse oder in der Tiefe des Mittelpunktes der sich stromabwärts bewegenden Schale oder etwa zwischen diesen zwei Punkten. Fig. 13.

Der Haskellsche Flügel eignet sich vorzüglich dazu, in fester horizontaler, dem Stromstrich paralleler Lage benützt zu werden. Doch wäre noch zu ermitteln, ob und wieviel die durch die Querströmungen erfolgende Andrückung des Flügels an seine Lager, die Reibung erhöht. Der Verfasser hat bereits einige Verbesserungen an diesem Apparat in Aussicht genommen. Dieselben sind aber noch nicht zur Ausführung gelangt.

Näheres über diese Flügel findet sich in den Transactions of the American Society of Civil Engineers vol. LXVI, p. 70 (1910) in einer Abhandlung von John C. Hoyt.

9. Bestimmung der Zahl der Umdrehungen eines Flügels in der Zeiteinheit bei verschiedenen Geschwindigkeiten.

Es ist noch immer gebräuchlich, sich mit Formeln zu befassen, durch welche die Geschwindigkeit aus der Umdrehungszahl in der Zeiteinheit bestimmt werden kann. Diese Formeln sind so vielfach besprochen worden, daß hier nur gesagt werden soll, daß ihre Anwendung nicht unbedingt nötig ist. Auch ist ihre genaue Form nicht wichtig. Doch erleichtern sie die Ergänzung der Eichungstabellen und werden hierzu auch vielfach angewendet. Daß man von einer Formel absehen könne, wurde jedoch bei den Untersuchungen in Kalifornien vom Staatsingenieur nicht anerkannt und bis der Verfasser mit der Bearbeitung der Eichungsbeobachtungen der Flügel beauftragt wurde, kam denn auch daselbst die wohlbekannte Annäherungsformel

$$v = An$$

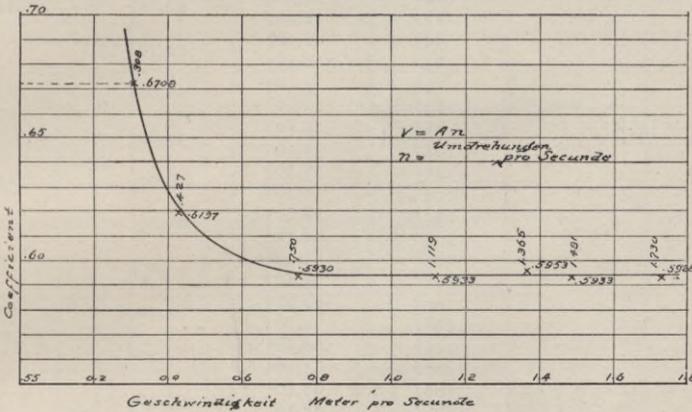


Fig. 14. Koeffizientenkurve für einen Henryschen Flügel.

in Anwendung, doch sollte A nicht konstant, sondern veränderlich angenommen werden.

Das Resultat ist aus Fig. 14 zu ersehen. Die Werte des Koeffizienten fielen von ungefähr 0,90 bei einer Geschwindigkeit von 0,2 m auf ungefähr 0,66 bei 0,3 m und auf 0,59 für die größeren Geschwindigkeiten. Die Anwendung der Formel hatte die Anfertigung von Tabellen zur Folge und bei jedem Schaden, der einem Flügel zukam, mußte eine neue Tabelle bearbeitet werden.

Bei der Eichung von 1879 wurde folgendes Verfahren angewandt. In einem stillen Teich der Stadt Sacramento wurde eine Bahn von ungefähr 60 m (200 Fufs) Länge abgesteckt. Über diese Bahn wurde ein Kahn in Geschwindigkeiten von bis über 2 m pro Sekunde gezogen. Der Flügel hing

Bei einem der Flügel ergaben sich folgende Resultate:

Tabelle III.

Beobachtungen in stillem Wasser zur Bestimmung der Umdrehungen eines Flügels in der Zeiteinheit bei verschiedenen Geschwindigkeiten.

Sakramento, Cal. 1879.

| Minuten | Geschwind. m. pro Sek. | Zahl der Um- drehungen | Zahl der Umdrehungen pro Minute | | Umdrehungen pro Minute im Durchschnitt |
|---------|---------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------|----------------------------------------------|
| | | | Ein Weg | hin und her | |
| 8,333 | 0,122 | 55 | 6,60 | 7,32 | 7,32 |
| | | 67 | 8,04 | | |
| 6,667 | 0,152 | 73 | 11,05 | 11,83 | 11,83 |
| | | 84 | 12,60 | | |
| | | 74 | 11,10 | 11,78 | |
| | | 83 | 12,45 | | |
| | | 74 | 11,10 | 11,78 | |
| | | 83 | 12,45 | | |
| | | 74 | 11,10 | 11,78 | |
| | | 83 | 12,45 | | |
| 3,333 | 0,305 | 76 | 11,40 | 12,00 | 29,95 |
| | | 84 | 12,60 | | |
| | | 96 | 28,80 | 30,00 | |
| | | 104 | 31,20 | | |
| | | 96 | 28,80 | 30,00 | |
| | | 104 | 31,20 | | |
| | | 94 | 28,20 | 29,85 | |
| | | 105 | 31,50 | | |
| 1,667 | 0,610 | 102 | 61,20 | 63,00 | 62,50 |
| | | 108 | 64,80 | | |
| | | 100 | 60,00 | 62,10 | |
| | | 107 | 64,20 | | |
| | | 101 | 60,60 | 62,40 | |
| | | 107 | 64,20 | | |
| 1,111 | 0,915 | 106 | 95,40 | 95,40 | 95,40 |
| | | 106 | 95,40 | | |
| | | 106 | 95,40 | 95,40 | |
| | | 106 | 95,40 | | |
| | | 106 | 95,40 | 95,40 | |
| | | 106 | 95,40 | | |
| 0,833 | 1,220 | 108 | 129,60 | 129,60 | 129,60 |
| | | 108 | 129,60 | | |
| | | 108 | 129,60 | 129,60 | |
| | | 108 | 129,60 | | |
| 0,667 | 1,525 | 107 | 160,50 | 160,50 | 160,88 |
| | | 107 | 160,50 | | |
| | | 107 | 160,50 | 161,25 | |
| | | 108 | 162,00 | | |
| 0,555 | 1,829 | 108 | 194,40 | 194,40 | 193,50 |
| | | 108 | 194,40 | | |
| | | 107 | 192,60 | 192,60 | |
| | | 107 | 192,60 | | |
| 0,476 | 2,134 | 108 | 226,80 | 226,80 | 226,80 |
| | | 108 | 226,80 | | |
| | | 108 | 226,80 | 226,80 | |
| | | 108 | 226,80 | | |

im Wasser einen halben Meter tief, etwa ein Meter vor dem Kahn, daher ungestört durch die vom Kahn verursachten Wellenbewegungen. Gleichmäßige Geschwindigkeit wurde dadurch erzielt, dafs man das Leitseil über eine Welle führte, welche durch Kurbeln gleichmäßig gedreht wurde. Der Kahn wurde in seiner Richtung über die Bahn vor- und sofort wieder unter gleicher Geschwindigkeit zurückgezogen, damit die Wirkungen etwaiger Bewegung des Wassers aufgehoben wurden. Die doppelt durchlaufene Strecke wurde als ein Versuch eingetragen.

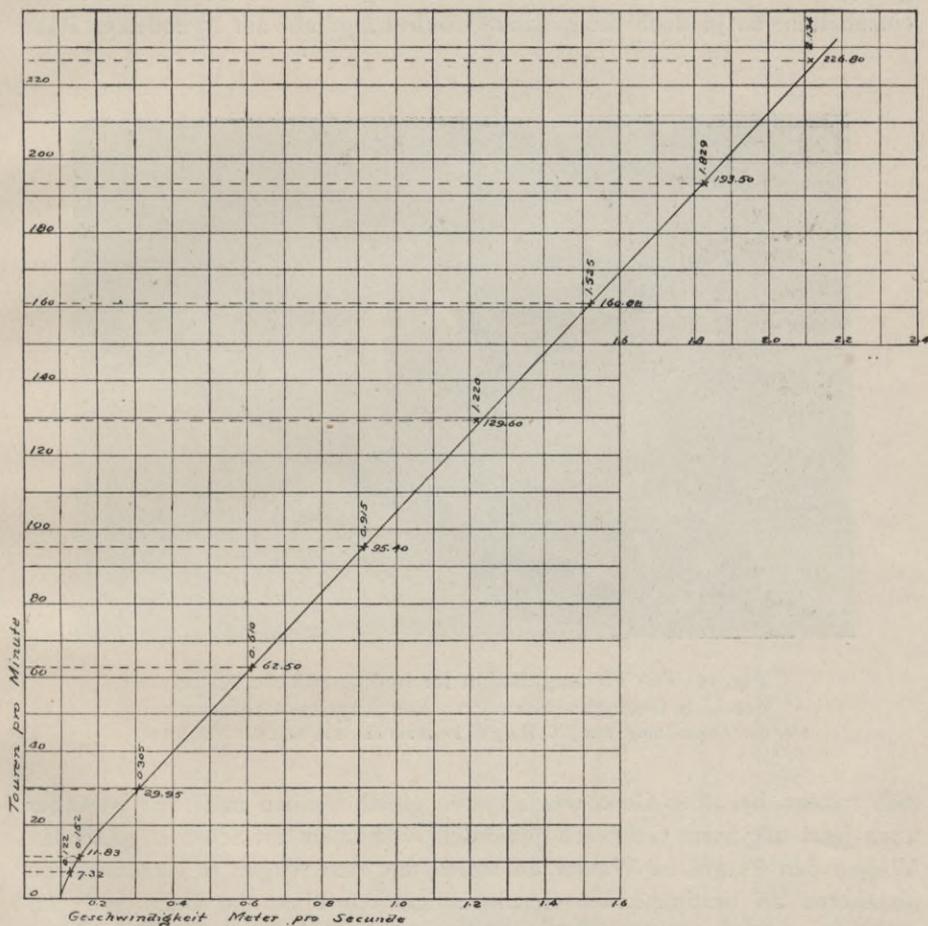


Fig. 15. Eichung eines Henry'schen Flügels. Sacramento, Cal. 1879.

Es ergab sich hieraus eine Kurve Fig. 15 (auf eine spätere Eichung eines anderen Flügels bezogen), welche, in großem Maßstabe aufgezeichnet, sofort die Geschwindigkeitstabelle lieferte.

Die ungleiche Anzahl der Umdrehungen, welche die Flügel beim Hin- und Hergang durch die Bahn machten (vgl. die vorhergehende Tabelle), zeigt, dafs in dem Teich eine geringe, wenn auch äufserlich nicht bemerkbare Strömung herrschte.

Bei den oben angeführten Experimental-Beobachtungen strebte man an, nicht allein den Flügel in gleichmäfsiger Geschwindigkeit durch das Wasser zu bewegen, sondern auch die im Voraus bestimmten Geschwindigkeiten genau einzuhalten. Es stellte sich aber heraus, dafs es vollständig genügte, nur annähernd die in die Tabelle eingetragenen Geschwindigkeiten einzuhalten, da ja doch die gesamte Umdrehungszahl auf irgendeiner Bahn

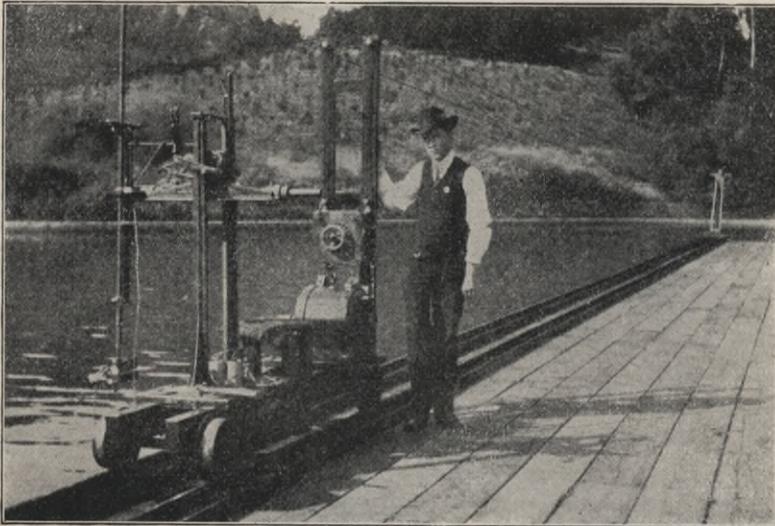


Fig. 16. Die Eichungsstation für hydrometrische Flügel der U. S. Geological Survey zu Los Angeles, California.

Aus der Abhandlung von J. C. Hoyt (Transactions Am. Soc. C. E. Vol. LXVI).

sich nahezu bei allen Geschwindigkeiten gleich bleiben mufs. Es ist daher auch jetzt allgemein Gebrauch geworden, von einem auf Schienen gehenden Wagen den Flügel ins Wasser zu lassen und den Wagen in verschiedenen annähernd zu bestimmenden Geschwindigkeiten über die Bahn vor und zurück zu schieben. Der Flügel hängt dabei mit schwerem Gewicht belastet ungefähr 1 m tief im Wasser. Man hat auch schon die Eichung auf dem Eise vorgenommen unter Benutzung eines Schlittens und eines langen geraden Einschnittes durch das Eis. Wichtig ist aber in jedem Fall, immer die Bahn gleich oft nach beiden Richtungen zu durchlaufen.

Herr Hoyt führt folgendes Beispiel an:

Tabelle IV.

Eichung eines Priceschen Flügels, Washington, den 14. Dezember 1908.
(Nach J. C. Hoyt).

| Nr. | Durchlaufene Bahnlänge | Sekunden | Umdreh- ungen | Umdrehungen pro Sek. | Geschw. m/Sek. |
|-----|---------------------------|----------|------------------|-------------------------|-------------------|
| 1 | 7,70 | 79 | 10 | 0,127 | 0,097 |
| 2 | 7,39 | 65 | 10 | 0,154 | 0,114 |
| 3 | 7,53 | 67 | 10 | 0,149 | 0,113 |
| 4 | 7,50 | 62 | 10 | 0,161 | 0,121 |
| 5 | 7,48 | 45 | 10 | 0,222 | 0,166 |
| 6 | 7,73 | 50 | 10 | 0,200 | 0,155 |
| 7 | 14,89 | 78 | 20 | 0,256 | 0,191 |
| 8 | 14,98 | 77 | 20 | 0,260 | 0,194 |
| 9 | 15,09 | 64 | 20 | 0,312 | 0,235 |
| 10 | 14,75 | 68 | 20 | 0,294 | 0,217 |
| 11 | 14,48 | 48 | 20 | 0,417 | 0,302 |
| 12 | 14,35 | 50 | 20 | 0,400 | 0,287 |
| 13 | 29,00 | 76 | 40 | 0,526 | 0,382 |
| 14 | 28,15 | 72 | 40 | 0,556 | 0,392 |
| 15 | 28,25 | 47 | 40 | 0,851 | 0,602 |
| 16 | 27,90 | 50 | 40 | 0,800 | 0,559 |
| 17 | 28,50 | 35 | 40 | 1,14 | 0,817 |
| 18 | 27,45 | 29 | 40 | 1,38 | 0,950 |
| 19 | 27,75 | 14,8 | 40 | 2,70 | 1,875 |
| 20 | 27,25 | 17,4 | 40 | 2,30 | 1,570 |
| 21 | 27,70 | 12,8 | 40 | 3,12 | 2,165 |
| 22 | 27,60 | 11,6 | 40 | 3,45 | 2,380 |
| 23 | 27,80 | 11,2 | 40 | 3,57 | 2,480 |
| 24 | 27,75 | 9,2 | 40 | 4,35 | 3,020 |
| 25 | 28,20 | 9,0 | 40 | 4,44 | 3,140 |
| 26 | 27,45 | 9,2 | 40 | 4,35 | 2,990 |
| 27 | 28,60 | 8,8 | 40 | 4,55 | 3,245 |
| 28 | 28,30 | 7,8 | 40 | 5,13 | 3,630 |
| 29 | 28,25 | 7,4 | 40 | 5,41 | 3,820 |
| 30 | 27,85 | 7,8 | 40 | 5,13 | 3,575 |
| 31 | 28,60 | 7,0 | 40 | 5,71 | 4,095 |
| 32 | 28,35 | 7,2 | 40 | 5,56 | 3,940 |
| 33 | 28,60 | 6,2 | 40 | 6,45 | 4,615 |
| 34 | 28 40 | 6.6 | 40 | 6,06 | 4,305 |

Der Lauf in einer Richtung ist durch die ungeraden Zahlen, in der entgegengesetzten durch die geraden angedeutet.

Es ergibt sich obiger Tabelle zufolge eine Kurve ähnlich der in Fig. 15 aufgezeichneten, aus welcher die Zeitabschnitte zu entnehmen sind, in welchen bei verschiedenen Geschwindigkeiten 5, 10, 15 usw. Umdrehungen erfolgen.

Für kleinere Geschwindigkeiten empfiehlt es sich die durch die Versuche festgelegte Kurve nach unten durch Anwendung der wohlbekannten Formel von Baumgarten $v = an + \sqrt{b + cn^2}$ zu ergänzen.

Da die neueren Flügel in der Regel so eingerichtet sind, dafs je die fünfte Umdrehung elektrisch gemeldet wird, so haben sich auch die Tabellen derart umgestaltet, dafs dieselben je für die Zeiten, in welchen 5, 10, 15 usw. Umdrehungen erfolgen, die Geschwindigkeiten pro Sekunde angeben.

In der schon erwähnten Abhandlung¹⁾ gibt Herr Hoyt folgendes an: „Die U. S. Geological Survey hat drei Eichungsstationen, eine in Washington D. C., eine in Denver, Kolorado und eine in Los Angeles, Kalifornien (Fig. 16). Die Bahn hat eine Länge von ungefähr 60 m und von dem auf einem Gleise sich bewegenden Wagen hängt der Flügel über die Seite. In Washington und Denver wird der Wagen geschoben. In Los Angeles dagegen wird er elektrisch in Bewegung gesetzt.“

„Die Anzahl der Umdrehungen wird elektrisch angezeigt, und die Länge der durchlaufenen Strecke kann auch an einem besonderen elektrischen Apparat abgelesen werden.“

10. Näherungsverfahren.

Bei den von der U. S. Geological Survey vorgenommenen Strommessungen handelt es sich darum, eine Kurve oder eine Tabelle herzustellen, welcher für jede Wasserstandshöhe die Wassermenge entnommen werden kann. Die Messungen müssen daher zu den verschiedenen Jahreszeiten bzw. bei den verschiedenen Wasserständen vorgenommen werden und da in vielen Fällen die Flussbetten oder die Flusssohlen nicht beständig sind, so müssen diese Messungen von Jahr zu Jahr wiederholt werden. Vermittelt der so angefertigten Tabellen und häufigen Pegelablesungen läfst sich sodann die tägliche Wassermenge berechnen.

Da sich die Messungen in den Vereinigten Staaten über ein sehr großes Gebiet erstrecken und von jedem Assistenten in einem Jahre viele vorgenommen werden müssen, so hat man sich bestrebt, das Messverfahren möglichst zu vereinfachen. Die Messung wird von einer Brücke aus oder von einem straff angespannten Drahtseil oder vermittelt eines Kahnens mit oder ohne Querseil, oder schliesslich bei geringen Wassermengen durch Waten vorgenommen.

Da die Messung der Geschwindigkeit in vielen Tiefenlagen in jeder Vertikalen zu viel Zeit in Anspruch nehmen würde, so hat man auf Grund einer großen Anzahl Messungen Näherungsmethoden in Anwendung gebracht. Man darf nämlich allgemein als genügend genau annehmen, dafs

¹⁾ Transactions Am. Soc. C. E. Vol. LXVI, pag. 81.

die mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen übereinstimmt mit dem Durchschnittswert der Geschwindigkeiten in ein Fünftel und vier Fünftel der Tiefe, und auch das dieselbe übereinstimmt mit der Geschwindigkeit in drei Fünftel der Tiefe. Es wird auch häufig angenommen, daß die mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen sich auf neun Zehntel der Oberflächengeschwindigkeit beläuft, doch hierüber sollten noch weitere Untersuchungen gemacht werden, da anscheinend dieses Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit an der Oberfläche und der mittleren in der Vertikalen von dem Verhältnis der Tiefe des Stromes zu dessen Breite in gewissem Maße abhängig zu sein scheint und wohl auch von der Tiefe und der Geschwindigkeit. Das Verhältnis v_m/v_0 ist aber von ganz besonderer Wichtigkeit, weil es bei Hochwasser meistens unmöglich ist, die Geschwindigkeit unter der Oberfläche in verschiedenen Tiefenlagen zu messen. Es sind hierzu Vorrichtungen nötig, die nur selten zur Verfügung stehen. Die Geschwindigkeit an der Oberfläche läßt sich jedoch immer entweder durch Schwimmer oder durch Flügel ermitteln.

Es wäre jedenfalls besser, die Wassermenge von der Geschwindigkeit an der Oberfläche abzuleiten, also so zu verfahren, wie es einer der Assistenten der U. S. Reclamation Service¹⁾ am Coloradofluß bei Yuma Arizona am 24. Juni 1907 machte.

Diese nachstehend beschriebene Messung zeigt, wie wichtig es ist, nicht bloß über gute Vorrichtungen zu verfügen, sondern auch über Assistenten, welche selbständig und mit Verständnis derartige Arbeiten unternehmen können.

Der Fluß, welcher hier eine Breite von 200 m hat, war mit einem Drahtseil überspannt. Dieses befand sich 2 bis 4 m über der Oberfläche des Wassers. Der Assistent machte die Messung in einem Tag ohne Hilfe. Er operierte von einem an dem gespannten Seil hängenden Wagen, welchen er an beliebiger Stelle festhielt. Messungen wurden in 19 Vertikalen gemacht. Ein fischförmiges Senklot, etwa 15 kg schwer, wurde an leichtem Drahtseil bis an den Wasserspiegel herabgelassen, dann wurde an der Welle, auf welcher die Senkleine aufgerollt war, abgelesen. Eine zweite Ablesung erfolgte mit dem Senklot an der Flußsohle. Die Seillage wurde als senkrecht angenommen, obgleich dieselbe, wie in der an Ort und Stelle vom Verfasser gemachten Skizze Fig. 17 angedeutet ist, nahe der Mitte des Stromes bei einer Maximalgeschwindigkeit von mehr als 2 m pro Sekunde um mehr als 30 Grad von der Vertikalen abwich. Da die Maximaltiefe bei dieser Messung zu 13,9 m angegeben ist, so dürfte wohl angenommen werden, daß die eingetragenen Tiefen der Mitte zu von den richtigen Tiefen bis auf ungefähr 2 m abweichen.

¹⁾ Dieser Assistent gehört in das Hydrographische Büro der U. S. Geological Survey und war nur vorübergehend bei der Reclamation Service.

Die Eichungstabelle erhält folgende Form.

Tabelle V.
Durchschnittswerte für neun kleine Priesesche Flügel.
Von J. C. Hoyt angegeben (1908).

| Se- kunden | Umdrehungszahlen | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| | 5 | | 10 | | 20 | | 30 | | 40 | | 50 | | 100 | | 150 | | 200 | |
| | Umdr. p. Sek. | Geschw. m/sec. |
| 30 | 0,167 | 0,129 | 0,333 | 0,244 | 0,667 | 0,475 | 1,000 | 0,707 | 1,33 | 0,936 | 1,67 | 1,169 | 3,33 | 2,32 | 5,00 | 3,54 | 6,67 | 4,77 |
| 31 | 0,161 | 0,125 | 0,323 | 0,237 | 0,645 | 0,460 | 0,968 | 0,685 | 1,29 | 0,908 | 1,61 | 1,129 | 3,23 | 2,25 | 4,84 | 3,43 | 6,45 | 4,61 |
| 32 | 0,156 | 0,122 | 0,312 | 0,230 | 0,625 | 0,447 | 0,938 | 0,664 | 1,25 | 0,881 | 1,56 | 1,090 | 3,12 | 2,18 | 4,69 | 3,30 | 6,25 | 4,46 |
| 33 | 0,152 | 0,118 | 0,303 | 0,223 | 0,606 | 0,433 | 0,909 | 0,642 | 1,21 | 0,854 | 1,52 | 1,075 | 3,03 | 2,11 | 4,55 | 3,20 | 6,06 | 4,33 |
| 34 | 0,147 | 0,115 | 0,294 | 0,216 | 0,588 | 0,420 | 0,882 | 0,625 | 1,18 | 0,829 | 1,47 | 1,060 | 2,94 | 2,05 | 4,41 | 3,10 | 5,88 | 4,19 |
| 35 | 0,143 | 0,112 | 0,286 | 0,211 | 0,571 | 0,409 | 0,857 | 0,605 | 1,14 | 0,805 | 1,43 | 1,019 | 2,86 | 2,00 | 4,29 | 3,01 | 5,71 | 4,07 |
| 36 | 0,139 | 0,110 | 0,278 | 0,206 | 0,556 | 0,399 | 0,833 | 0,590 | 1,11 | 0,782 | 1,39 | 0,979 | 2,78 | 1,94 | 4,17 | 2,92 | 5,56 | 3,95 |
| 37 | 0,135 | 0,107 | 0,270 | 0,200 | 0,541 | 0,388 | 0,811 | 0,575 | 1,08 | 0,763 | 1,35 | 0,952 | 2,70 | 1,89 | 4,05 | 2,83 | 5,41 | 3,83 |
| 38 | 0,132 | 0,105 | 0,263 | 0,196 | 0,526 | 0,378 | 0,789 | 0,560 | 1,05 | 0,744 | 1,32 | 0,925 | 2,63 | 1,84 | 3,95 | 2,75 | 5,26 | 3,74 |
| 39 | 0,128 | 0,102 | 0,256 | 0,191 | 0,513 | 0,369 | 0,769 | 0,545 | 1,03 | 0,725 | 1,28 | 0,902 | 2,56 | 1,79 | 3,85 | 2,68 | 5,13 | 3,64 |
| 40 | 0,125 | 0,100 | 0,250 | 0,186 | 0,500 | 0,360 | 0,750 | 0,530 | 1,00 | 0,706 | 1,25 | 0,880 | 2,50 | 1,74 | 3,75 | 2,61 | 5,00 | 3,54 |
| 41 | 0,122 | 0,098 | 0,244 | 0,182 | 0,488 | 0,350 | 0,732 | 0,520 | 0,98 | 0,689 | 1,22 | 0,857 | 2,44 | 1,71 | 3,66 | 2,54 | 4,88 | 3,45 |
| 42 | 0,119 | 0,096 | 0,238 | 0,178 | 0,476 | 0,343 | 0,714 | 0,510 | 0,95 | 0,673 | 1,19 | 0,836 | 2,38 | 1,67 | 3,57 | 2,48 | 4,76 | 3,36 |
| 43 | 0,116 | 0,094 | 0,233 | 0,174 | 0,465 | 0,337 | 0,698 | 0,495 | 0,93 | 0,659 | 1,16 | 0,817 | 2,33 | 1,63 | 3,49 | 2,43 | 4,65 | 3,28 |
| 44 | 0,114 | 0,092 | 0,227 | 0,171 | 0,455 | 0,330 | 0,682 | 0,485 | 0,91 | 0,642 | 1,14 | 0,800 | 2,27 | 1,59 | 3,41 | 2,38 | 4,55 | 3,20 |
| 45 | 0,111 | 0,090 | 0,222 | 0,168 | 0,444 | 0,323 | 0,667 | 0,475 | 0,89 | 0,628 | 1,11 | 0,783 | 2,22 | 1,55 | 3,33 | 2,33 | 4,44 | 3,13 |
| 46 | 0,109 | 0,089 | 0,217 | 0,164 | 0,435 | 0,315 | 0,652 | 0,465 | 0,87 | 0,615 | 1,09 | 0,767 | 2,17 | 1,52 | 3,26 | 2,28 | 4,35 | 3,05 |
| 47 | 0,106 | 0,087 | 0,213 | 0,161 | 0,426 | 0,308 | 0,638 | 0,455 | 0,85 | 0,600 | 1,06 | 0,750 | 2,13 | 1,49 | 3,19 | 2,23 | 4,26 | 2,98 |
| 48 | 0,104 | 0,086 | 0,208 | 0,158 | 0,417 | 0,302 | 0,625 | 0,448 | 0,83 | 0,585 | 1,04 | 0,733 | 2,08 | 1,46 | 3,12 | 2,18 | 4,17 | 2,91 |
| 49 | 0,102 | 0,084 | 0,204 | 0,154 | 0,408 | 0,296 | 0,612 | 0,438 | 0,82 | 0,575 | 1,02 | 0,719 | 2,04 | 1,43 | 3,06 | 2,15 | 4,08 | 2,85 |
| 50 | 0,100 | 0,083 | 0,200 | 0,151 | 0,400 | 0,290 | 0,600 | 0,429 | 0,80 | 0,565 | 1,00 | 0,706 | 2,00 | 1,40 | 3,00 | 2,09 | 4,00 | 2,79 |
| 51 | 0,098 | 0,081 | 0,196 | 0,149 | 0,392 | 0,285 | 0,588 | 0,421 | 0,78 | 0,550 | 0,98 | 0,692 | 1,96 | 1,37 | 2,94 | 2,05 | 3,92 | 2,73 |
| 52 | 0,096 | 0,080 | 0,192 | 0,147 | 0,385 | 0,280 | 0,577 | 0,414 | 0,77 | 0,545 | 0,96 | 0,679 | 1,92 | 1,35 | 2,88 | 2,02 | 3,85 | 2,68 |
| 53 | 0,094 | 0,079 | 0,189 | 0,144 | 0,377 | 0,275 | 0,566 | 0,406 | 0,76 | 0,535 | 0,94 | 0,667 | 1,89 | 1,32 | 2,83 | 1,98 | 3,77 | 2,63 |
| 54 | 0,093 | 0,078 | 0,185 | 0,142 | 0,370 | 0,270 | 0,556 | 0,399 | 0,74 | 0,526 | 0,93 | 0,655 | 1,85 | 1,30 | 2,78 | 1,94 | 3,70 | 2,58 |
| 55 | 0,091 | 0,076 | 0,182 | 0,139 | 0,364 | 0,265 | 0,545 | 0,391 | 0,73 | 0,517 | 0,91 | 0,644 | 1,82 | 1,27 | 2,73 | 1,90 | 3,64 | 2,53 |
| 56 | 0,089 | 0,075 | 0,179 | 0,137 | 0,357 | 0,260 | 0,536 | 0,384 | 0,71 | 0,508 | 0,89 | 0,633 | 1,79 | 1,25 | 2,68 | 1,87 | 3,57 | 2,48 |
| 57 | 0,088 | 0,074 | 0,175 | 0,135 | 0,351 | 0,256 | 0,526 | 0,378 | 0,70 | 0,499 | 0,88 | 0,622 | 1,75 | 1,23 | 2,63 | 1,84 | 3,51 | 2,44 |
| 58 | 0,086 | 0,073 | 0,172 | 0,133 | 0,345 | 0,252 | 0,517 | 0,372 | 0,69 | 0,490 | 0,86 | 0,611 | 1,72 | 1,21 | 2,59 | 1,81 | 3,45 | 2,40 |
| 59 | 0,085 | 0,072 | 0,169 | 0,131 | 0,339 | 0,248 | 0,508 | 0,365 | 0,68 | 0,482 | 0,85 | 0,598 | 1,69 | 1,19 | 2,54 | 1,78 | 3,39 | 2,36 |
| 60 | 0,083 | 0,071 | 0,167 | 0,129 | 0,333 | 0,244 | 0,500 | 0,359 | 0,67 | 0,475 | 0,83 | 0,585 | 1,67 | 1,17 | 2,50 | 1,75 | 3,33 | 2,32 |



Fig. 17. Der Colorado Flufs bei Yuma (nach einer Originalzeichnung).

Nach Bestimmung der Tiefe in einer Vertikalen wurde der schwer belastete Princesche Flügel ins Wasser gelassen. Er sollte zunächst in die Lage ein Fünftel der Tiefe unter den Wasserspiegel kommen und sodann in vier Fünftel der Tiefe. Wäre er senkrecht unter dem Wagen geblieben, so wäre dies auch der Fall gewesen. Dies traf auch nahe dem Ufer bei kleinen Geschwindigkeiten zu, aber in der Mitte des Stromes rifs ihn die starke Strömung stromabwärts, bis die haltende Leine in eine Lage näher horizontal als vertikal zu liegen kam. Der Flügel war anstatt in einem Fünftel der Tiefe fast an der Oberfläche und anstatt in vier Fünftel wohl kaum ein Fünftel tief. Die gemessenen Geschwindigkeiten wurden jedoch als die in ein und in vier Fünftel der Tiefe gemessenen in die Berechnungstabellen eingetragen.

Bei einer annähernden Korrektur der gemessenen Tiefen, unter der Annahme, dafs die Messungen angeblich in ein Fünftel der Tiefe als Oberflächengeschwindigkeiten gelten dürften und dafs die mittleren Geschwindigkeiten in den Vertikalen hier zu 0,925 der an der Oberfläche gemessenen angenommen werden können, ergibt sich für diese Messung eine Wassermenge von 2440 cbm. Wie von dem Assistenten berechnet und eingetragen wurde, soll sie sich auf 2870 cbm belaufen. Hier liegt somit ein besonderer Fall vor, für welchen sich leicht ein Fehler von etwa 17 Prozent nachweisen läfst und zwar ganz unabhängig von den durch den Flügel selbst etwa eingeführten unvermeidlichen Fehlern.

Die Form der Vertikal-Geschwindigkeitskurve ist schon vielfach untersucht, beziehungsweise besprochen worden. Man hat sich auch besonders bemüht, aus den Vertikalkurven, wie bereits angedeutet, vereinfachte Messungsverfahren abzuleiten.

Derartige Untersuchungen wurden in neuester Zeit besonders von der hydraulischen Abteilung der U. S. Geological Survey vorgenommen und gibt Herr Hoyt in der schon angeführten Abhandlung¹⁾ einige Resultate an.

Es ergaben sich hiernach als Durchschnittswerte bei vielen Messungen die unten angegebenen.

Man bezeichne zunächst mit:

- v_m die mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen,
- v_0 die Geschwindigkeit an der Oberfläche,
- $v_{0,2}$ die Geschwindigkeit in zwei Zehntel der Tiefe,
- $v_{0,6}$ die Geschwindigkeit in sechs Zehntel der Tiefe,
- $v_{0,8}$ die Geschwindigkeit in acht Zehntel der Tiefe.

Aus den vor 1905 vorgenommenen Strommessungen ergaben sich bei 476 Vertikal-Geschwindigkeitskurven nachstehende Formeln:

¹⁾ Transactions Am. Soc. C. E. Vol. LXVI p. 70 (1910). Dasselbst ist eine zuerst von Hoyt und Grover in „River Discharge“ angeführte Tabelle zu finden.

| | |
|------------------|---------------------------------------------------------------|
| Im Mittel . . . | $v_m = 0,87 v_0$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,79 \text{ bis } 0,98) v_0$ |
| Im Mittel . . . | $v_m = 1,001 \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m + (0,97 \text{ bis } 1,026) \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$ |
| Im Mittel . . . | $v_m = 0,99 v_{0,6}$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,95 \text{ bis } 1,03) v_{0,6}$ |

Aus den seit 1905 vorgenommenen Strommessungen ergaben sich bei 910 Vertikal-Geschwindigkeitskurven nachstehende Formeln:

| | |
|------------------|------------------------------------------|
| Im Mittel . . . | $v_m = 0,85 v_0$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,78 \text{ bis } 0,95) v_0$ |
| Im Mittel . . . | $v_m = 1,00 v_{0,6}$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,94 \text{ bis } 1,04) v_{0,6}$ |

Fernerhin bei 219 Vertikal-Geschwindigkeitskurven und geringer Tiefe an Flüssen mit unebener Sohle:

| | |
|------------------|---------------------------------------------------------------|
| Im Mittel . . . | $v_m = 0,84 v_0$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,78 \text{ bis } 0,89) v_0$ |
| Im Mittel . . . | $v_m = 1,005 \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (1,00 \text{ bis } 1,016) \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$ |
| Im Mittel . . . | $v_m = 1,01 v_{0,6}$ |
| Als Grenzwerte . | $v_m = (0,97 \text{ bis } 1,04) v_{0,6}$ |

Es geht hieraus unmittelbar hervor, daß man als zulässig annehmen darf, wo es sich um annähernde Bestimmung der Wassermenge handelt:

$$v_m = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}$$

und

$$v_m = v_{0,6}$$

Ungünstiger stellt sich eine Berechnung aus den Geschwindigkeiten an der Oberfläche allein.

Das Verhältnis zwischen der mittleren Geschwindigkeit und der Geschwindigkeit an der Oberfläche ist aber, wie schon angeführt wurde, von besonderer Wichtigkeit, weil es gar viele Fälle gibt, in welchen aus dem Querprofil und der Geschwindigkeit an der Oberfläche die Wassermenge abgeleitet werden muß. Es wurde daher auch dieses Verhältnis von dem Verfasser im Jahre 1892 bei einer Bearbeitung der von dem Staatsingenieur vorgenommenen Vermessungen einer besonderen Untersuchung unterworfen.¹⁾

¹⁾ Report of Commissioner of Public Works of California; Gauging of California Rivers by C. E. Grunsky, S. 133.

Es ergab sich dabei, dafs bei abnehmender Tiefe der Wert $\frac{v_m}{v_0}$ abnahm; die Vertikal-Geschwindigkeitskurve nahm eine flachere Lage ein. Einen ähnlichen Einflufs schien auch eine steigende Geschwindigkeit zu haben, doch konnte der Einflufs der Geschwindigkeitsveränderung nicht in befriedigender Weise nachgewiesen werden.

Bei den Strommessungen in Kalifornien zeigte es sich auch, dafs bei einzelnen Kurven Abweichungen von der Normalkurve oft von Unebenheiten in der Flufssohle herrührten. Die Flufssohle ist selten der Wasseroberfläche parallel. Verflachungen und Vertiefungen folgen aufeinander. Die Sohle befindet sich daher der Flufsachse entlang gesehen fast immer in ansteigender oder in abfallender Lage. Ihr Gefälle beeinflusst aber in nicht unbedeutendem Mafse die Wassergeschwindigkeit in der Nähe der Sohle. Bei rasch ansteigender Sohle ist eine Beschleunigung der Geschwindigkeit nahe an der Sohle, bei abfallender Sohle dagegen eine Verzögerung zu erwarten.

Da es dem Verfasser bei der Bearbeitung der kalifornischen Strommessungen auffiel, wie ähnlich die einzelnen Vertikalkurven bei jeder Messung einander waren, obgleich die Form und besonders die Neigung der vertikalen Kurven in einer Stromstrecke oft weit von der Form und Neigung der Kurven in einer anderen Stromstrecke abwichen, so glaubte er, es dürfe wohl eine Beziehung zwischen der Form des Querschnitts und der Kurvenform festzusetzen sein. Es wurde daher für jede Messung das Verhältnis zwischen Strombreite und mittlerer Tiefe mit dem Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit an der Oberfläche und der mittleren Geschwindigkeit verglichen und führte dieser Vergleich zu der Bestimmung von Reduktionskoeffizienten, vermittelt welchen aus der Geschwindigkeit an der Oberfläche die mittlere Geschwindigkeit berechnet werden kann.

Die vom Verfasser auf graphische Weise bearbeiteten Messungsergebnisse an kalifornischen Flüssen sind in folgender Tabelle zusammengestellt.

Bei der Bestimmung der Verhältnisse $\frac{v_m}{v_0}$ in obiger Tabelle wurde den Vertikalen in dem mittleren Drittel der Breite doppeltes Gewicht zuerteilt. Dies geschah deshalb, weil in natürlichen Flufsbetten ein verhältnismäfsig grofser Teil der Wassermenge durch diesen Teil des Querschnittes seinen Lauf nimmt.

Trägt man nun die in der Tabelle angegebenen Werte von $\frac{v_m}{v_0}$ als Ordinaten in ein Koordinaten-System ein, in welchem die Verhältnisse B/t als Abszissen erscheinen, so ergibt sich eine Kurve etwa wie in Fig. 18 angedeutet.

Tabelle VI.
Messungs-Resultate an kalifornischen Flüssen. — Staats-Ingenieur. 1878 bis 1879.

| Nr. | Jahr | Monat | Tag | Fluß und Messungs-Station | Wasser- menge cbm/sek. | Geschwin- digkeit m/sek. | Verhältnis der Breite zur Tiefe B/t. | Verhältnis der mittleren Geschwin- digkeit zu der Geschwindigkeit an der Oberfläche <i>v_m/v_o</i> | Anzahl der Vertikalen | Zahl der Messungs- punkte in jeder Vertikalen |
|-----------------------|------|-------|-------|----------------------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------------------------------|
| Sakramentofluß | | | | | | | | | | |
| 1 | 1878 | 4 | 6 | Butte-City | 882 | 1,24 | 15 | 0,89 | 5 | 6—11 |
| 2 | 1878 | 8 | 2—5 | Colusa (18) | 131 | 0,44 | 28 | 0,94 | 8 | 2—5 |
| 3 | 1879 | 4 | 4 | Colusa (24) | 859 | 1,04 | 19 | 0,94 | 9 | 7—11 |
| 4 | 1878 | 8 | 13—14 | Butte Slough | 126 | 0,41 | 30 | 0,82 | 9 | 3 u. 4 |
| 5 | 1878 | 8 | 15—17 | Moons Ferry | 141 | 0,63 | 37 | 0,87 | 11 | 3 u. 4 |
| 6 | 1878 | 8 | 28—31 | Knights Landing (4) | 157 | 0,48 | 19 | 0,91 | 9 | 5—13 |
| 7 | 1879 | 2 | 18—19 | Knights Landing (4) | 515 | 0,95 | 10 | 0,94 | 6 | 10—20 |
| 8 | 1879 | 4 | 1 | Knights Landing (29) | 535 | 0,86 | 10 | 0,96 | 4 | 11 |
| 9 | 1878 | 8 | 31 | Oberhalb Feather | 140 | 0,43 | 20 | 0,90 | 10 | 5 |
| 10 | 1878 | 9 | 20—23 | Unterhalb Feather | 154 | 0,29 | 14 | 0,99 | 10 | 4—9 |
| 11 | 1878 | 9 | 25—26 | Gray und Shaw | 175 | 0,51 | 110 | 0,82 | 22 | 3 |
| 12 | 1879 | 2 | 13—15 | Gray und Shaw | 1230 | 1,18 | 32 | 0,91 | 9 | 6—11 |
| 13 | 1879 | 2 | 17 | Gray und Shaw | 1105 | 1,14 | 33 | 0,91 | 8 | 11 |
| 14 | 1878 | 11 | 7 | Oberhalb American | 210 | 0,62 | 88 | 0,82 | 21 | 3 |
| 15 | 1879 | 1 | 31 | Oberhalb American | 423 | 0,68 | 54 | 0,83 | 10 | 6 |
| 16 | 1879 | 3 | 10—11 | Freeport | 1645 | 1,39 | 29 | 0,94 | 8 | 11 |
| 17 | 1879 | 3 | 14 | Freeport | 1755 | 1,39 | 28 | 0,89 | 12 | 11 |
| 18 | 1879 | 3 | 17 | Freeport | 1675 | 1,27 | 26 | 0,90 | 6 | 11 |
| 19 | 1879 | 3 | 18 | Freeport | 1625 | 1,28 | 27 | 0,93 | 10 | 11 |
| 20 | 1879 | 3 | 19 | Freeport | 1555 | 1,21 | 27 | 0,90 | 11 | 11 |
| 21 | 1879 | 3 | 28 | Freeport | 1395 | 1,17 | 29 | 0,87 | 10 | 9—11 |
| 22 | 1879 | 5 | 26 | Freeport | 995 | 0,91 | 32 | 0,85 | 11 | 11 |
| Feather-Fluß | | | | | | | | | | |
| 23* | 1878 | 9 | 10—11 | An der Mündung | 49 | 0,77 | 25 | (0,94) | 4 | 3 u. 4 |
| 23* | 1878 | 9 | 10—11 | An der Mündung | 49 | 0,77 | 50 | (0,87) | 4 | 2 |
| 24 | 1879 | 6 | 21 | San Joaquin-Fluß | | | | | | |
| 25 | 1879 | 6 | 18 | Paradise Cut Johnsons Ferry | 391 | 0,86 | 9 | 0,98 | — | — |
| | | | | | — | — | 22 | 0,95 | — | — |

*) Einseitiges Profil.

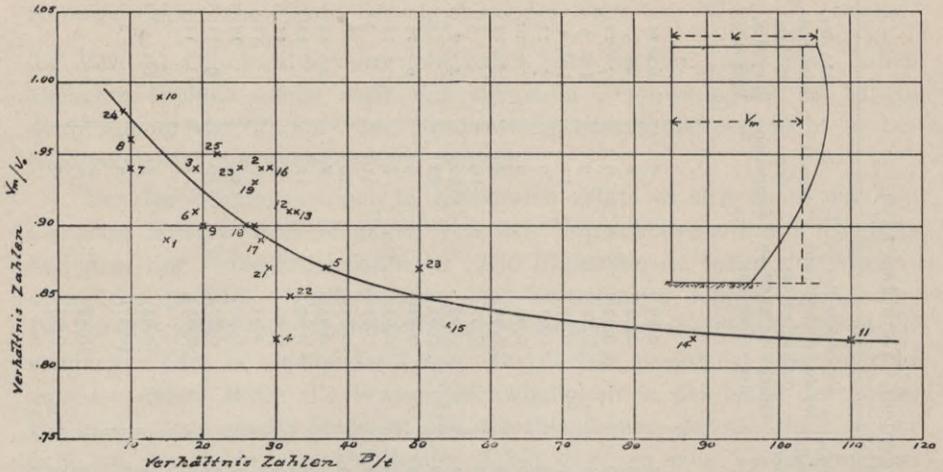


Fig. 18. Das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeiten in den Vertikalen eines Querschnitts zu den Geschwindigkeiten an der Oberfläche.

Tabelle VII.

Verhältnis der mittleren Geschwindigkeiten in den Vertikalen zu den Geschwindigkeiten an der Oberfläche.

B = Wasserbreite; t = mittlere Tiefe; v_m = mittlere Geschwindigkeit in den Vertikalen; v_0 = Geschwindigkeit an der Oberfläche in den Vertikalen.

| Das Verhältnis der Breite zu der Tiefe | Das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit zu der Geschwindigkeit an der Oberfläche. |
|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|
| B/t | $\frac{v_m}{v_0}$ |
| 5 | 1,01 |
| 10 | 0,97 |
| 15 | 0,94 |
| 20 | 0,92 |
| 30 | 0,89 |
| 40 | 0,87 |
| 50 | 0,85 |
| 75 | 0,83 |
| 100 | 0,82 |

Ob die durch die Kurve angezeigten Verhältniszahlen auch von anderen Messungen bestätigt werden, sollte eingehend untersucht werden. Eine derartige Untersuchung wäre erwünscht und sollte sich auch auf den Einfluss von absoluter Tiefe und Geschwindigkeit erstrecken.

Der Kurve wurden die folgenden Verhältniszahlen entnommen und dürften dieselben wohl bis auf weiteres in Anwendung kommen, wenn aus den Geschwindigkeiten an der Oberfläche und dem Querprofil die Wassermenge in natürlichen Gerinnen berechnet werden soll.

Es ist wahrscheinlich, dass unter Zuziehung der Messungsergebnisse an anderen Flüssen sich zum Teil etwas kleinere Werte von $\frac{v_m}{v_o}$ ergeben würden. Man darf wohl ganz allgemein annehmen

$$\frac{v_m}{v_o} = 0,79 + \frac{2,80}{B/t + 8}.$$

Bei Anwendung dieser neu vorgeschlagenen Formel wird die Bestimmung der Wassermenge aus den Geschwindigkeiten an der Oberfläche, wo überhaupt dieses Näherungsverfahren durch Hochflut oder andere Umstände bedingt ist, allen Anforderungen der Genauigkeit Genüge leisten. Die größte Abweichung dürfte bei ganz kleinen Gerinnen zu erwarten sein; aber bei solchen Gerinnen ist auch die Anwendung dieses Näherungsverfahrens schon deshalb ausgeschlossen oder doch nicht zu empfehlen, weil bei kleinen Wassermengen die Geschwindigkeit in beliebiger Tiefe gemessen werden kann.

Dass die Formel wohl zureichend ist, geht aus der Zusammenstellung in folgender Tabelle hervor. Man darf, wie es scheint, auf eine Genauigkeit von ungefähr 4 Prozent rechnen, doch muss man sich bewusst sein, dass auch größere Abweichungen — wahrscheinlich von dem Ansteigen oder Abfallen der Sohle herrührend — in besonderen Fällen möglich sind.

Bei Anwendung der beschriebenen Methode, aus den Geschwindigkeiten an der Oberfläche die Wassermenge zu berechnen, ist zunächst die Aufnahme des Querprofils erforderlich. Es werden dann die Geschwindigkeiten an der Oberfläche von einem Ufer bis an das andere entweder mit dem Flügel oder auch mit Schwimmer gemessen. Man zeichnet nun in passenden Maßstäben das Querprofil auf und darüber die Kurve der Geschwindigkeiten an der Oberfläche. Durch Anwendung des entsprechenden Koeffizienten, der Tabelle VIII entnommen oder nach der Formel berechnet, ergibt sich die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten in allen möglichen Vertikalen. Aus dieser Kurve und den entsprechenden Tiefen ergibt sich die Wassermengenkurve und somit die Wassermenge. Man kann auch gleich aus der Kurve der Geschwindigkeiten an der Oberfläche und den entsprechenden Tiefen eine Kurve ableiten, deren Inhalt die Wasser-

Tabelle VIII.

Die Verhältnisse der mittleren Geschwindigkeiten in den Vertikalen zu den Geschwindigkeiten an der Oberfläche nach der Formel $\frac{v_m}{v_0} = 0,79 + \frac{2,80}{\frac{B}{t} + 8}$ im Vergleich mit den bei Messungen beobachteten.

| Jahr | Monat | Tag | Fluss oder Kanal Messungsort | $\frac{B}{t}$ | $\frac{v_m}{v_0}$ | | Ab- wei- chung Proz. | Wasser- menge cbm/sec. |
|-----------------------|-------|-------|----------------------------------------------------------------|---------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------|------------------------------|
| | | | | | Ge- messen | Nach der Formel | | |
| In Kalifornien: | | | | | | | | |
| Sakramentofluss: | | | | | | | | |
| 1879 | 4 | 6 | Butte City | 15 | 0,89 | 0,91 | + 2 | 882 |
| 1878 | 8 | 2—5 | Colusa (18) | 28 | 0,94 | 0,87 | - 7 | 131 |
| 1879 | 4 | 4 | " (24) | 19 | 0,94 | 0,89 | - 5 | 859 |
| 1878 | 8 | 13—14 | Butte Slough | 30 | 0,82 | 0,86 | + 4 | 126 |
| 1878 | 8 | 15—17 | Moons Ferry | 37 | 0,87 | 0,85 | - 2 | 141 |
| 1878 | 8 | 28—31 | Knights Landing (4) | 19 | 0,91 | 0,89 | - 2 | 157 |
| 1879 | 2 | 18—19 | " " (4) | 10 | 0,94 | 0,95 | + 1 | 515 |
| 1879 | 4 | 1 | " " (4) | 10 | 0,96 | 0,95 | - 1 | 535 |
| 1878 | 8 | 31 | " " (29) | 20 | 0,90 | 0,89 | - 1 | 140 |
| 1878 | 9 | 20—23 | Oberhalb Feather | 14 | 0,99 | 0,92 | - 7 | 154 |
| 1878 | 9 | 25—26 | Unterhalb " | 110 | 0,82 | 0,81 | - 1 | 175 |
| 1879 | 2 | 13—15 | Gray and Shaw's | 32 | 0,91 | 0,86 | - 5 | 1230 |
| 1879 | 2 | 17 | " " " | 33 | 0,91 | 0,86 | - 5 | 1105 |
| 1878 | 11 | 7 | Oberhalb American | 88 | 0,82 | 0,82 | 0 | 210 |
| 1879 | 1 | 31 | " " " | 54 | 0,83 | 0,84 | + 1 | 423 |
| 1879 | 3 | 10—11 | Freeport | 29 | 0,94 | 0,87 | - 7 | 1645 |
| 1879 | 3 | 14 | " | 28 | 0,89 | 0,87 | - 2 | 1755 |
| 1879 | 3 | 17 | " | 26 | 0,90 | 0,87 | - 3 | 1675 |
| 1879 | 3 | 18 | " | 27 | 0,93 | 0,87 | - 6 | 1625 |
| 1879 | 3 | 19 | " | 27 | 0,90 | 0,87 | - 3 | 1555 |
| 1879 | 3 | 28 | " | 29 | 0,87 | 0,87 | 0 | 1395 |
| 1879 | 5 | 26 | " | 32 | 0,85 | 0,86 | + 1 | 995 |
| San Joaquinfluss: | | | | | | | | |
| 1879 | 6 | 21 | Paradise Cut | 9 | 0,98 | 0,96 | - 2 | 391 |
| 1879 | 6 | 18 | Johnsons Ferry | 22 | 0,95 | 0,88 | - 7 | (350) |
| Rhein ¹⁾ : | | | | | | | | |
| 1867 | 11 | 6—12 | Bei Basel | 90 | 0,82 | 0,82 | 0 | 829 |
| Elbe ²⁾ : | | | | | | | | |
| 1877 | 4 | 11—12 | Bei Tetschen (V) | 50 | 0,84 | 0,84 | 0 | 568 |
| 1879 | 4 | 10—12 | " " (V) | 54 | 0,83 | 0,84 | + 1 | 450 |
| 1879 | 6—7 | 30—1 | " " (V) | 73 | 0,84 | 0,82 | - 2 | 293 |
| 1877 | 5 | 6 | " " (V) | 78 | 0,83 | 0,82 | - 1 | 248 |
| 1877 | 6 | 10 | " " (V) | 85 | 0,83 | 0,82 | - 1 | 165 |
| 1877 | 10 | 13—15 | " " (V) | 92 | 0,79 | 0,82 | + 3 | 103 |
| 1876 | 11 | 3—4 | " " (V) | 92 | 0,84 | 0,82 | - 2 | 102 |
| 1876 | 7 | 28—29 | " " (V) | 100 | 0,82 | 0,82 | 0 | 90 |
| 1877 | 4 | 12—13 | " " (VII) | 82 | 0,86 | 0,82 | - 4 | 242 |
| 1877 | 5 | 12 | " " (VII) | 100 | 0,85 | 0,82 | - 3 | 165 |
| 1877 | 10 | 13—14 | " " (VII) | 95 | 0,85 | 0,82 | - 3 | 96 |
| 1904 | 2 | 6 | Zuleitungskanal bei Rheinfelden ³⁾ | 14 | 0,89 | 0,92 | + 3 | 455 |
| Rhein ³⁾ : | | | | | | | | |
| 1904 | 2 | 2 | Bei Rheinfelden | 60 | 0,84 | 0,83 | - 1 | 430 |
| 1905 | 11 | 20 | Zuleitungskanal des Elektr.-Werks Aarau ³⁾ | 7 | 0,91 | 0,90 | - 1 | 38 |
| 1904 | 8 | 14 | Zuleitungskanal Fabrik Festi Rosini ³⁾ | 7 | 0,95 | 0,90 | - 5 | 24 |
| Rhein ³⁾ : | | | | | | | | |
| 1905 | 8 | 4 | Bei Noe | 25 | 0,80 | 0,87 | + 7 | 449 |
| 1901 | 6 | 16 | " Mastries | 28 | 0,84 | 0,87 | + 3 | 1095 |
| 1901 | 6 | 16 | " " | 25 | 0,84 | 0,87 | + 3 | 700 |

¹⁾ Die Rheinstrommessung bei Basel von A. Grebenau.

²⁾ Die hydrometrischen Arbeiten in der Elbe von A. R. Harlacher. 1883.

³⁾ Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz von G. Epper. 1907.

menge darstellt, welche unter Annahme von Geschwindigkeiten in den Vertikalen, die mit den Oberflächengeschwindigkeiten übereinstimmen, durchfließen würde. Die so berechnete Wassermenge ist sodann mit dem betreffenden Koeffizienten aus Tabelle VIII zu multiplizieren.

Bei den Messungen am Niagarafluß (ungefähr 7000 cbm pro Sekunde) kam auch ein Näherungsverfahren in Anwendung, bei welchem jedoch so viel Büroarbeit nötig war, daß es kaum zu empfehlen wäre.

Es wurde nämlich an diesem Flusse an der internationalen Eisenbahnbrücke oberhalb des Niagarafalles eine Messung vorgenommen, welcher sodann eine zweite einen halben Kilometer stromabwärts von der Brücke folgte. Diese Messungen wurden von der Lake Survey 1899 bis 1900 gemacht. Der Ingenieur Professor E. E. Haskell führte die Oberaufsicht und Ingenieur F. C. Shenehon besorgte die Feldarbeiten. Diese Messungen sind eingehend beschrieben in dem Bericht des Chief-Engineers of the U. S. Army 1900 Part. VIII.

Der Querschnitt an der Brücke zerfällt in verschiedene Abschnitte, da die Spannweiten der Öffnungen ungefähr 50 bzw. 75 m betragen. Die Abschnitte zwischen je zwei Pfeilern wurden in kleinere Strecken von je etwa 25 m zerlegt und in der Mitte eines jeden derselben wurde in etwa ein Drittel der Tiefe ein Kontrollpunkt gewählt; sodann wurden durch Messungen die Verhältnisse bestimmt, welche bei verschiedenen Wasserständen zwischen den Geschwindigkeiten an diesen Kontrollpunkten und der mittleren Geschwindigkeit in jedem Abschnitt bestanden. Man verwendete hierzu zwei Haskellsche Flügel und wiederholte die Messungen bei verschiedenen Wasserhöhen.

Die Messungsergebnisse an der Brücke wurden später mit den Wassermengenbestimmungen unterhalb der Brücke verglichen und stimmten sehr gut überein. Auch bei den Messungen unterhalb der Brücke kamen Kontrollpunkte in Anwendung. Man gab sich Mühe, bei jeder Wiederholung der Messung in einer Vertikalen den Flügel in genau die ursprüngliche Lage zu bringen. Dies war denn auch möglich, weil man das auch hier angewendete Doppelboot mit langem Seil an der Brücke befestigen und nach Einstellung in das Querprofil durch Anker am Seitwärtsschwingen hindern konnte. Der Niagarafluß hat hier eine Felsensohle, die Boote konnten deshalb mit gewöhnlichem Anker nicht gegen die Strömung, wohl aber gegen das Seitwärtsschwingen festgehalten werden. Auch war die Strömung eine starke; sie belief sich in der Mitte auf ungefähr 2,5 m pro Sekunde.

II. Messung der Wassertiefe im Niagarafluß.

Für die Messung der Wassertiefe im Niagarafluß waren besondere Vorrichtungen nötig. Man wandte sehr schwere Senklote an. Dieselben waren nicht von Blei, sondern von Gußeisen. Sie waren vorne zugespitzt

und führten eine Steuerfahne. Sie wurden vermitteltst eines Drahtes mit einer Winde abgelassen. Obgleich die Senklote ein Gewicht von ungefähr 65 kg hatten, zeigte sich in der starken Strömung doch eine bedeutende Ablenkung der Senkleine aus der vertikalen Lage.

Ingenieur Shenehon hat eine Korrekturentabelle für abgelesene Tiefen berechnet, welche auf der Annahme beruht, dafs der Wasserdruck auf das Senklot selbst zu vernachlässigen sei, dafs somit der Ausschlag der Senkleine blofs von dem Wasserdruck auf die Senkleine herrühre. Der Druck auf das Senklot wird von ihm vernachlässigt, weil er die Sohlengeschwindigkeiten, in denen sich bei der Ablesung der Tiefe das Senklot befindet, als gering annimmt. Er empfiehlt die Anwendung seiner Tabelle bei Messungen der Tiefe mit irgendeinem Apparat, aus schwerem Gewicht, an dünnem Draht hängend, bestehend. Bedingt ist nur, dafs das Senklot dem Wasser wenig Widerstand leistet.

Tabelle IX.

Korrekturen für die mit dem Senklot ermittelten Tiefenmeter.

Nach Ingenieur F. C. Shenehon.

Alle Korrekturen kommen in Abzug.

| Ablesung der Tiefe m | Neigungswinkel = Abweichung von der Senkrechten | | | | | | |
|----------------------------|-------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| | 2° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 36° |
| 0,70 | 0,000 | 0,004 | 0,008 | 0,015 | 0,024 | 0,04 | 0,05 |
| 0,52 | 0,000 | 0,007 | 0,017 | 0,031 | 0,049 | 0,07 | 0,10 |
| 3,04 | 0,000 | 0,015 | 0,034 | 0,062 | 0,098 | 0,14 | 0,21 |
| 4,56 | 0,000 | 0,022 | 0,052 | 0,093 | 0,147 | 0,21 | 0,32 |
| 6,09 | 0,001 | 0,030 | 0,069 | 0,124 | 0,197 | 0,29 | 0,43 |
| 7,61 | 0,001 | 0,038 | 0,086 | 0,155 | 0,245 | 0,36 | 0,53 |
| 9,13 | 0,001 | 0,046 | 0,103 | 0,187 | 0,295 | 0,43 | 0,64 |
| 10,65 | 0,002 | 0,053 | 0,120 | 0,218 | 0,344 | 0,50 | 0,74 |
| 12,18 | 0,002 | 0,061 | 0,138 | 0,249 | 0,393 | 0,58 | 0,85 |
| 13,70 | 0,003 | 0,068 | 0,155 | 0,280 | 0,442 | 0,65 | 0,95 |
| 15,22 | 0,003 | 0,076 | 0,172 | 0,311 | 0,491 | 0,72 | 1,06 |
| 18,26 | 0,003 | 0,091 | 0,206 | 0,373 | 0,589 | 0,86 | 1,27 |
| 21,31 | 0,004 | 0,106 | 0,241 | 0,435 | 0,687 | 1,01 | 1,49 |
| 24,35 | 0,005 | 0,122 | 0,275 | 0,498 | 0,786 | 1,15 | 1,70 |
| 27,40 | 0,005 | 0,137 | 0,309 | 0,560 | 0,884 | 1,30 | 1,91 |
| 30,45 | 0,006 | 0,152 | 0,344 | 0,622 | 0,983 | 1,44 | 2,13 |

Aus dieser Korrekturentabelle geht hervor, dafs man Shenehons Ansicht gemäfs setzen dürfte:

$$t = t_1 (1 - 0,00015 \cdot \alpha^{2,05})$$

wo t_1 die abgelesene Tiefenmessung und α die Abweichung von der Senkrechten bedeutet.

Es unterliegt kaum einem Zweifel, daß die Shenehonschen Korrekturen zu gering ausfallen. Die Geschwindigkeit des Wassers nahe an der Sohle ist gewöhnlich 0,4 bis 0,6mal so groß als die mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen. Da nun der Wasserdruck proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit ist und die Geschwindigkeit an der Oberfläche in verhältnismäßig geringem Maße von der mittleren abweicht, so wäre folgendes Verfahren zu empfehlen:

Das Senklot läßt man in das Wasser eintauchen, bis es gerade unter der Oberfläche liegt und notiert die Ablenkung der Senkleine aus der senkrechten Lage. Der betreffende Winkel sei mit β bezeichnet. Es ist als-

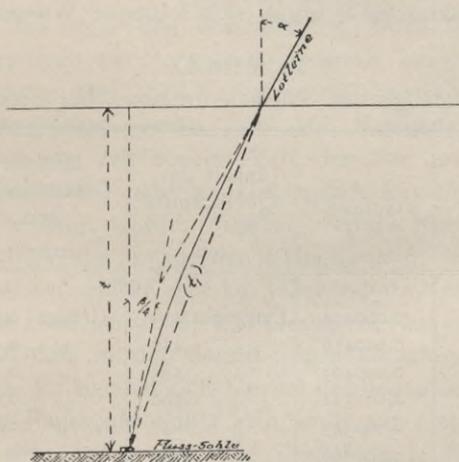


Fig. 19.

dann anzunehmen, daß die Senkleine bei der Sondierung mit einem Winkel $= \frac{\beta}{4}$ von der Senkrechten abweichend von der Flußsohle aus emporsteigt. Fig. 19.

Bestimmt man nun wieder den Winkel α , so kann man setzen:

$$t = t_1 \cos \left(\frac{\alpha + \frac{\beta}{4}}{2} \right)$$

oder

$$t = t_1 \cos \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\beta}{8} \right)$$

Es wird hierbei von der Abweichung der Senkleine von einer geraden Linie abgesehen. Diese Formel ergibt dann auch wesentlich größere Korrekturen als die des Herrn Shenehon.

12. Die Wassermenge bei verschiedenen Pegelständen.

Die Messungen der Wassermenge bei verschiedenen Wasserständen ergibt eine Wassermengenkurve, welche sodann auch zu einer Tabelle führt, die für jeden Pegelstand die Durchflussmenge wenigstens annähernd angibt. Aus dem Pegelstande allein ist eine genaue Bestimmung bei Anwendung einer solchen Tabelle nicht vorauszusetzen, denn die Verhältnisse, welche die Wassermenge bedingen, sind nicht genau dieselben bei ansteigendem, bei fallendem und bei beharrendem Wasserstande. Auch ist in den Flüssen mit Geschiebeführung nicht anzunehmen, daß die Lage der Sohle und deren Unebenheiten auf die Dauer unveränderlich bleiben.

Für die Messungsstelle Freeport am Sakramentoflufs (mit bezug auf Pegelstände bei Sakramento) ergab sich folgende Wassermengentabelle.

Tabelle IX.
Die Wassermenge des Sakramentoflusses bei Freeport 1879.

| Pegelstand bei Sakramento m | Flufsbreite m | Gefälle | Inhalt des Querschnitts qm | Mittlere Geschwindigkeit m/sec. | Wassermenge cbm/sec. |
|--------------------------------|------------------|----------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------|
| 1) 1,68 | 175 | 0,000454 | Ungefähr 430 | Ungef. 0,43 | Ungefähr 180 |
| 2,06 | 176 | 0,000476 | „ 480 | „ 0,49 | „ 235 |
| 2,46 | 176 | 0,000493 | „ 535 | „ 0,55 | „ 290 |
| 2,84 | 177 | 0,000521 | „ 590 | „ 0,60 | „ 355 |
| 3,22 | 177 | 0,000543 | „ 645 | „ 0,66 | „ 425 |
| 3,62 | 178 | 0,000566 | „ 695 | „ 0,72 | „ 500 |
| 4,00 | 179 | 0,000588 | „ 750 | „ 0,77 | „ 580 |
| 4,37 | 179 | 0,000610 | „ 805 | „ 0,83 | „ 670 |
| 4,75 | 179 | 0,000632 | „ 860 | „ 0,89 | „ 765 |
| 5,14 | 181 | 0,000655 | „ 915 | „ 0,94 | „ 865 |
| 5,50 | 181 | 0,000677 | 970—1150 | 1,00—1,17 | 970—1350 |
| 5,90 | 182 | 0,000699 | 1030—1210 | 1,05—1,22 | 1080—1480 |
| 6,13 | 182 | 0,000722 | 1080—1260 | 1,11—1,27 | 1200 1620 |
| 6,66 | 183 | 0,000744 | 1140—1320 | 1,16—1,32 | 1330—1770 |
| 7,05 | 184 | 0,000766 | 1190—1380 | 1,22—1,38 | 1450—1910 |
| 7,41 | 184 | 0,000789 | 1250—1430 | 1,27—1,43 | 1590—2060 |
| 7,78 | 185 | 0,000811 | 1310—1490 | 1,33—1,49 | 1720—2220 |
| 8,19 | 186 | 0,000833 | 1360—1540 | 1,38—1,54 | 1870—2380 |
| 8,57 | 186 | 0,000855 | 1420—1600 | 1,44—1,60 | 2020—2530 |
| 8,92 | 187 | 0,000878 | 1480—1660 | 1,48—1,65 | 2180—2720 |
| 9,32 | 188 | 0,000900 | 1530—1720 | 1,53—1,70 | 2340—2900 |
| 9,70 | 188 | 0,000922 | 1590—1780 | 1,58—1,75 | 2500—3100 |

1) Niederwasser 1878. Höhe des Pegelnullpunktes über Niederwasser in Snisun-Bay = 1,18 m.

Wo die Messungen in einem Felsenbett vorgenommen werden oder doch die Pegelablesungen auf eine unveränderliche Stromstrecke sich beziehen, darf wohl angenommen werden, dafs bei ansteigendem Wasser die Wassermenge gröfser, bei fallendem geringer ausfällt, als bei einem Beharrungszustande. Auch auf diese Frage erstreckten sich die in Kalifornien gemachten Studien. Man kam jedoch dabei nicht zu einem endgültigen Ergebnis, wohl besonders deshalb nicht, weil die Veränderungen der Sohlenlage zu rasch vor sich gingen. In bezug hierauf sei auf Fig. 9 verwiesen.

13. Graphisches Verfahren, aus Pegelständen bei Flüssen mit beweglicher Sohle die Wassermenge zu bestimmen.

Es befanden sich unter den Wasserläufen, deren Wassermengen vom Staatsingenieur bestimmt werden sollten, mehrere, bei denen sich eine fortschreitende Vertiefung oder auch Versickerung bemerkbar machte. Es soll nur ein Beispiel angeführt werden. An dem Kernfluß, welcher aus der Sierra Nevada sich in den oberen Teil des San Joaquintales ergießt, fand an der Messungsstelle, nahe am Gebirgsfuß fortschreitende Vertiefung statt. Als diese bestätigt wurde, ergaben weitere Nachforschungen, dafs bei außerordentlichem und andauerndem Hochwasser, wie es nur zwei- bis dreimal in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, namentlich 1861 bis 1862 und 1867 bis 1868 stattfand, viel Geschiebe aus den Bergen zu Tal geführt wurde, und dafs in den darauf folgenden Jahren die Vertiefungen allmählig erfolgten. Es handelt sich hierbei um bedeutende Veränderungen. Die Erhöhung der Flußsohle belief sich wohl auf mehr als 6 m in dem Winter 1861 bis 1862 und wurde eine Vertiefung in den Jahren 1880 bis 1883 von etwa 0,5 m pro Jahr konstatiert.

Es mußten hier häufige Messungen gemacht werden und war die Wassermengentabelle einer fortwährenden Abänderung unterworfen. Diese Verhältnisse führten den Verfasser auf das folgende graphische Verfahren.

Es seien mit Beziehung auf Fig. 20 die Wassermengen als Ordinaten und die Zeiten als Abzissen aufgetragen. An dem Datum, an welchem die Wassermenge gemessen wird und sich eine neue Wassermengentabelle ergibt, werden nun die Pegelzahlen in die Figur als Ordinaten, den betreffenden Wassermengen entsprechend, eingetragen. Korrespondierende Pegelpunkte werden dann mit geraden Linien oder auch mit gebogenen Linien verbunden und ergeben sich die punktiert eingezeichneten Interpolationslinien. Es ist nun für jeden Tag eine Ordinate einzuzeichnen bis an die von den Interpolationslinien angedeutete Pegelablesung. Die Wassermenge für irgendwelchen Zeitabschnitt kann nun aus dem Flächeninhalt graphisch bestimmt werden oder es läßt sich die sekundliche Wassermenge von Tag zu Tag an den Ordinaten ablesen oder man kann schließlic

unter Anwendung des passenden Maßstabes auch gleich die Wassermenge pro Tag ablesen.

Die Fig. 20 bezieht sich auf keine wirklich vorgenommenen Messungen, sondern ist nur als Beispiel vorgeführt. Die Messungen an dem erwähnten Kernflufs liegen zurzeit nicht vor.

14. Graphische Bestimmungen der Wassermenge an dem unteren Ende einer Stromstrecke, wenn der Zuflufs am oberen Ende bekannt ist.

Bei den Untersuchungen des Staatsingenieurs in Kalifornien wurde die Aufgabe gestellt, aus den Wassermengen, welche in das Sakramental von vielen Flüssen und Bächen geliefert werden, zu bestimmen, wie groß die Wassermenge sein würde bei vollständiger Eindeichung, also bei Entziehung der Inundationsgebiete. In Anknüpfung an die Lösung dieses Problems wurde von dem Verfasser ein graphisches Verfahren vorgeschlagen, das auch anderweitig Anwendung finden möchte.

Es handelt sich darum, aus bekannter Zuflufsmenge und bekannten Flufsbettdimensionen irgendeiner Stromstrecke die maximale Wassermenge an dem unteren Ende der Stromstrecke zu ermitteln.

Nimmt man eine Stromstrecke von *A* nach *B* an, auf welcher der Strom keinen Zuflufs erhält und bezeichnet man mit

I den Gesamtwasserinhalt der Stromstrecke bei einem Beharrungszustande vor dem Anfang der Wassermengensteigerung,

$I_1 I_2 I_3$ den Gesamtwasserinhalt der Stromstrecke zu den Zeiten $Z_1 Z_2 Z_3$,

$C_1 C_2 C_3$ die von Anfang der Wassermengensteigerung bis zu den Zeiten $Z_1 Z_2 Z_3$ am oberen Ende *A* der Stromstrecke zugeflossenen Gesamtwassermengen,

$C'_1 C'_2 C'_3$ die von Anfang der Wassermengensteigerung (bei *A*) bis zu den Zeiten $Z_1 Z_2 Z_3$ am unteren Ende *B* der Stromstrecke abgeflossenen Gesamtwassermengen,

so ist: —

$$C'_1 = C_1 - (J_1 - J)$$

$$C'_2 = C_2 - (J_2 - J)$$

$$C'_3 = C_3 - (J_3 - J).$$

Der Flufs bleibt am oberen Ende der Stromstrecke im Steigen, bis die Zuflufsmenge ihren Maximalwert erhält. Es erfolgt sodann daselbst ein allmähliges Absinken des Wasserspiegels. Mittlerweile kommt bei Annahme einer Stromstrecke von nicht zu großer Ausdehnung, der Flufs am unteren Ende bei *B* ins Steigen. Das Wasserquantum in der Stromstrecke nimmt zu und *I* erhält seinen Maximalwert annähernd zu der Zeit, in welcher der

Ausgeführte Messungen:

- | | | | |
|----------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|
| 5. April Pegel = 5,0 | Q = 100 cbm pro Sekunde. | 25. Mai . Pegel = 3,5 | Q = 120 cbm pro Sekunde. |
| 10. " " = 9,0 | Q = 320 " " " | 27. Juni . " = 9,5 | Q = 800 " " " |
| 20. Mai . " = 10,0 | Q = 870 " " " | 2. Juli . " = 5,5 | Q = 195 " " " |

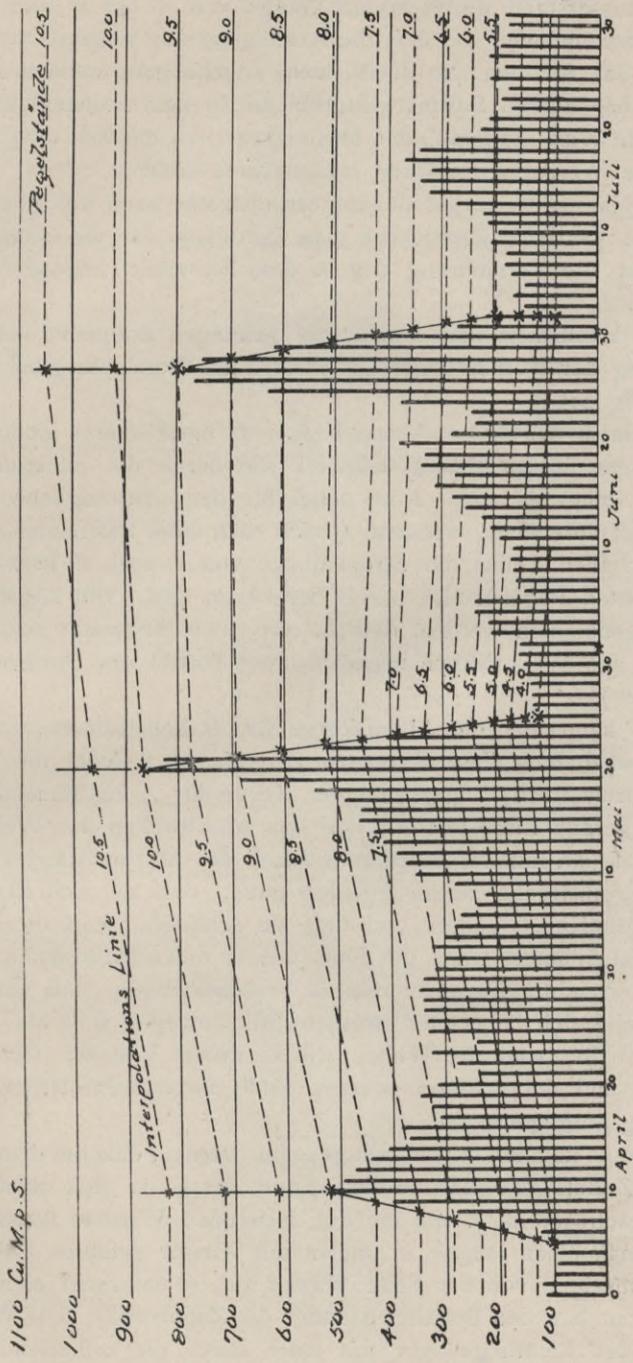


Fig. 20. Bestimmung der Wassermenge aus den Pegelablesungen durch Interpolation bei beweglicher Flußsohle.
 Horizontalen = Wassermengen cbm pro Sekunde.
 --- = Pegelstände.

Maximalwasserstand die Mitte des Wegs von A bis B zurückgelegt hat. Da aber anzunehmen ist, daß die Ansteigung des Wassers rascher vor sich geht als das Abfallen, so dürfte wohl angenommen werden, daß bei verhältnismäßig kurzen Stromabschnitten die in dem Flußbett zeitweilig sich befindende Wassermasse I_x den Maximalwert vor der Zeit erhält, zu welcher bei B die Wassermenge ihren Maximalwert erhält.

Der Maximalwassergehalt einer Stromstrecke kann wenigstens annähernd berechnet werden. Bezeichnet man denselben für die Strecke AB mit I_m , so ist die Vermehrung des in dem Strombett liegenden Wassers im Maximum $I_m - I$.

Man konstruiert nun, von einem beliebigen Zeitpunkt vor Anfang der Steigerung der Wassermenge ausgehend, die Wassermengenkurve in Bezug auf A (Fig. 21).

In einem vertikalen Abstand ($I_m - I$) unter dieser Zuflufskurve wird nun eine zu ihr parallele Hilfskurve, wie durch die punktierte Linie angedeutet, eingezeichnet. I ist dabei für den ursprünglichen Beharrungszustand zu berechnen, während I_m sich nach einer Bestimmung der Wasserstände in allen Teilen der Stromstrecke von A nach B kurz vor der Zeit des höchsten Pegelstandes bei B berechnen läßt. (Im allgemeinen dürfte wohl angenommen werden, daß I_m mit einem Zeitpunkt zusammenfällt, in welchem die Wellenkuppe ungefähr zwei Drittel der Stromstrecke durchlaufen hat.)

Man kann nun die Abflufskurve für B konstruieren, indem berücksichtigt wird, daß diese Kurve zur Zeit Z_0 , zu welcher die Wassermenge bei A zuzunehmen anfängt, mit der Kurve für A zusammenfällt; daß sie sich als gerade Linie fortsetzt, bis das Anschwellen der Welle bei B beginnt; daß sie mit der Hilfskurve zuzeit des Maximalstandes des Wassers in der Stromstrecke zusammenfallen muß; daß sie sich darauf allmählich der oberen Kurve nähert und daß sie schließlich mit dieser wieder zusammenfallen muß, wenn der Fluß wieder den ursprünglichen Beharrungszustand erreicht. Es ist hierbei zu berücksichtigen, daß das obere Ende einer Welle sich langsamer stromabwärts bewegen wird als die Strömung, eben deshalb, weil die Welle, wie in stillem Wasser, fortwährend sich verflacht und daher deren oberes Ende fortwährend stromaufwärts der Strömung entgegenstrebt.

Es muß nämlich in Betracht gezogen werden, daß bei dem Verlauf einer solchen Zuflufswelle das vordere Ende derselben sich stromabwärts mit einer Geschwindigkeit, die die des fließenden Wassers übertrifft, bewegt. Nimmt man einen langen, schmalen mit Wasser gefüllten Behälter an und führt demselben von der Seite Wasser zu, so erstreckt sich nach beiden Richtungen hin, den Behälter entlang, die Zuflufswelle. Die Welle schreitet nach beiden Richtungen vor mit einer durch die zufließende Menge des

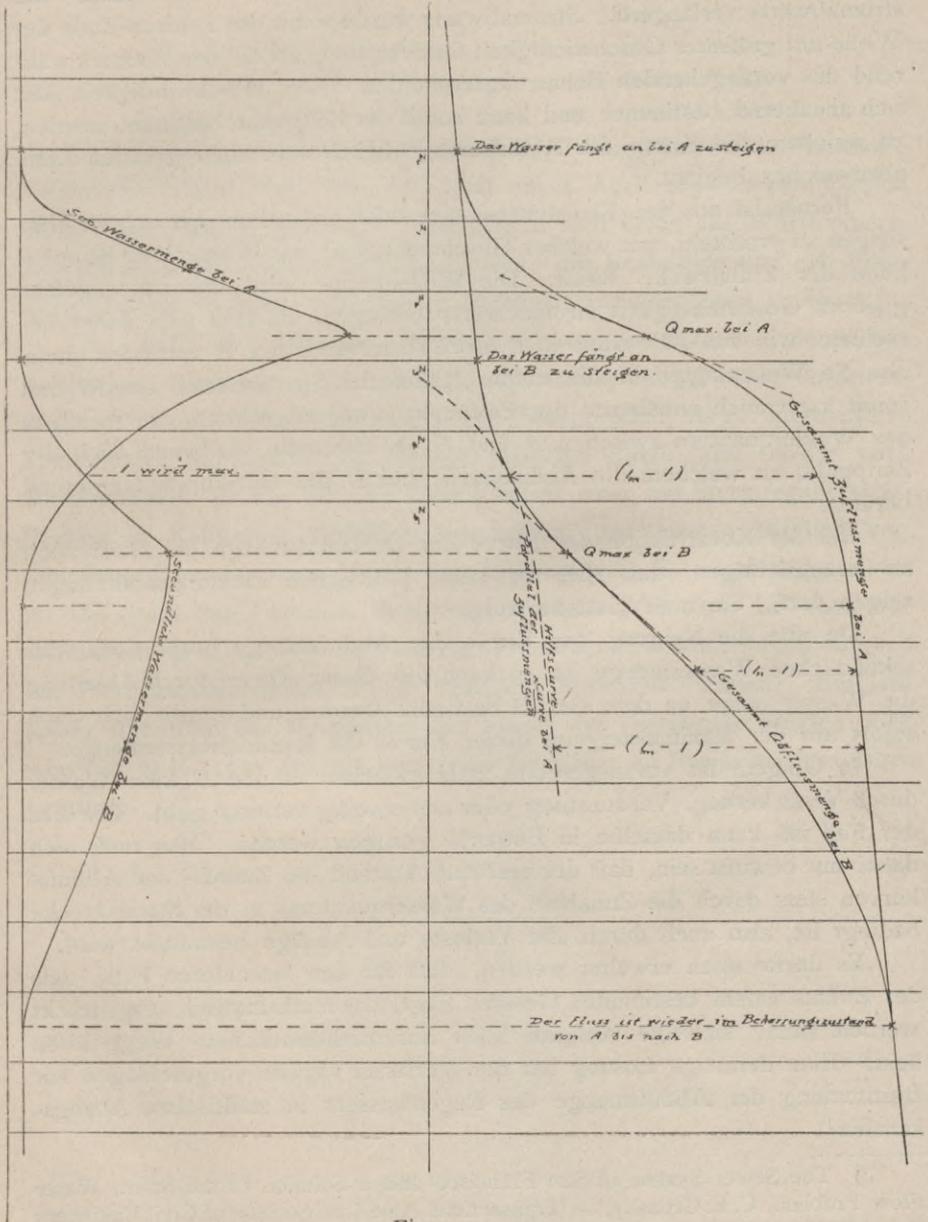


Fig 21.

Wassers und durch die Dimensionen des Querschnitts bedingten Geschwindigkeit. Wäre das Wasser in dem Behälter nicht in Ruhe, sondern fließend, so würde sich die Zuflusswelle ebenfalls in ähnlicher Weise stromauf- und stromabwärts verlängern. Stromabwärts würde somit das vordere Ende der Welle mit größerer Geschwindigkeit fortschreiten, als die des Wassers während des vorangehenden Beharrungszustandes. Diese Geschwindigkeit läßt sich annähernd bestimmen und kann somit der Zeitpunkt bestimmt werden, zu welchem die Kurve der Abflussmenge bei *B* von einer geraden Linie abzuweichen beginnt.

Ferner ist aus den Flußdimensionen oder aus schon gemachten Messungen zu ermitteln, mit welcher Geschwindigkeit das Wasser bei Kuppenhöhe der Zuflusswelle fließt. Die Wellenkuppe wird sich mit ungefähr gleicher Geschwindigkeit stromabwärts bewegen. Es läßt sich daher berechnen, wie viel Zeit nach dem Hochwasserstand bei *A* verlaufen muß, ehe die Wellenkuppe in die untere Hälfte der Stromstrecke eintritt und somit kann auch annähernd der Zeitpunkt bestimmt werden, zu welchem das Wasserquantum zwischen *A* und *B* ein Maximum wird, und auch der Zeitpunkt, zu welchem die Abflusskurve bei *B* die Hilfskurve tangierend berührt.

Bei der Konstruktion der Kurve der Durchflussmenge bei *B* ist noch zu berücksichtigen, daß dieselbe keine plötzlichen Richtungsänderungen zeigen darf. Sie muß glatt verlaufen.

Da nun die Neigung der Kurve der Abflussmenge proportional der sekundlichen Wassermenge ist, so kann aus dieser Kurve durch Ableitung die Wassermenge an dem Ort *B* bestimmt werden und ergibt sich auch sofort aus der Maximalsteigung dieser Kurve die Maximalwassermenge.

In Obigem ist vorausgesetzt, daß zwischen *A* und *B* kein Wasser durch Versickerung, Verdunstung oder anderweitig verloren geht. Wo dies der Fall ist, kann dasselbe in Betracht gezogen werden. Man muß sich dabei nur bewußt sein, daß der vertikale Abstand der Zuflus- und Abflusskurven stets durch die Zunahme des Wasserquantums in der Stromstrecke bedingt ist, also auch durch alle Verluste und Abzüge beeinflusst wird.

Es dürfte noch erwähnt werden, daß für den besonderen Fall, daß der Zufluß einem bestimmten Gesetze folgt, das mathematisch ausgedrückt werden kann, sich die Aufgabe auch auf mathematischem Wege lösen läßt. Eine derartige Lösung hat der Verfasser bereits vorgeschlagen zur Bestimmung der Abflussmenge des Regenwassers in städtischen Abzugskanälen¹⁾.

¹⁾ The Sewer System of San Francisco and a Solution of the Storm Water Flow Problem, C. E. Grunsky, — Transactions American Society of Civil Engineers Vol. LXV. p. 294.



C. E. Grunsky, derzeit in seinem Beruf als Zivilingenieur in San Franzisko, Kalifornien und in New-York tätig, ist am 4. April 1855 in San Joaquin County, Kalifornien, geboren. Seine Eltern sind beide aus Württemberg. Von 1872 bis 1877⁷ besuchte Herr Grunsky die Realschule und das Polytechnikum zu Stuttgart, woselbst er Bauingenieurwissenschaft studierte.

Von 1878 bis 1888 war Grunsky im Amt des Staatsingenieurs von Kalifornien, zuerst als „Assistent-Engineer“ und später als „Chief-Assistent-Engineer“ tätig. Hierauf gründete er ein Privatgeschäft als Zivilingenieur in Sacramento, Kalifornien und verlegte dasselbe einige Jahre später nach San Franzisko. Er war 1889 bis 1890 Mitglied einer mit Stromregulierungsstudien in Kalifornien befaßten Kommission und ebenso Mitglied verschiedener Kommissionen, die mit dem Entwurf eines Entwässerungsprojekts für die Stadt San Franzisko beauftragt wurden. Von 1900 bis 1904 war er Stadtbaurat (City-Engineer) von San Franzisko und wurde 1904 Mitglied der Panamakanalkommission (von Präsident Roosevelt berufen). Ein Jahr später trat er in das Ministerium des Innern der Vereinigten Staaten über, woselbst er bis 1907 sich als beratender Ingenieur an Bewässerungsanlagen betätigte.

S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

31681

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298442