Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung

Von

Dr.-Ing. O. Smreker
Mannheim

Mit 27 Textfiguren

Leipzig und Berlin
Verlag von Wilhelm Engelmann
1914

Vorstehende Abhandlung ist von der Technischen Hochschule Zürich als Dissertation zur Erlangung der Würde eines Doktors der Technischen Wissenschaften angenommen worden.

INHALT.

Einleitung.

In den letzten Jahrzehnten des vergangenen Jahrhunderts hat das Grundwasser, über das bis dahin völlig unklare Vorstellungen herrschten, in der Technik Beachtung gefunden und damit auch das Interesse der wissenschaftlichen Forschung angeregt. Die Technik der Wasserversorgung war es, die, gedrängt durch die Ansprüche der Hygiene, menschlichen Wohnstätten nur gesundheitlich einwandfreies Wasser zuzuführen, ihr Augenmerk auf das Grundwasser richtete, das unter Terrain, durch Bodenschichten gegen äußere Einflüsse geschützt, seine Reinheit und angenehmen physikalischen Eigenschaften bewahrt und infolgedessen mit Recht berufen erschien, das bis dahin im Vordergrund gestandene Tagwasser zu ersetzen. Tatsächlich kann man heute sagen, daß die moderne Wasserversorgung fast ausnahmslos in erster Linie die Erschließung von Grundwasser ins Auge faßt und andere Wasserbezugsquellen nur ausnahmsweise zur Nutzung heranzieht.

Hand in Hand mit der Entwicklung der Bedeutung des Grundwassers für die Technik war man auch wissenschaftlich bestrebt, den Schleier zu lüften, der bis dahin über dem Wesen des Grundwassers lag. Man hat versucht, die Entstehung des Grundwassers zu ergründen, sein Verhalten im Untergrunde zu erforschen und die Gesetze für seine Bewegung zu ermitteln oder, kurz gesagt, die Forschungen der Hydrologie, die sich bis dahin nur mit dem Wasser der Oberfläche befaßt hatten, auch auf das Grundwasser auszudehnen.

Die Aufgaben der Grundwasserforschung sind vielfältig und zum Teil recht schwierig. Zunächst handelt es sich darum, das Wesen des Grundwassers und seine verschiedenen Erscheinungsformen richtig zu erkennen und aus dieser Erkenntnis eine allgemeine Definition des Begriffes »Grundwasser« zu schaffen. Hieran schließen sich die Untersuchungen über die Entstehung des Grundwassers und seine vielfachen Beziehungen zum Oberflächen- oder Tagwasser, ein Gebiet, auf welchem heute noch, selbst in Fachkreisen, vielfach Unklarheiten herrschen. Für die Verwendung des Grundwassers ist es weiter unerlässlich, ein Bild über die im gegebenen Falle zur Verfügung stehende Menge des Grundwassers zu gewinnen, also Methoden zu entwickeln zur Ermittlung der Durchflußmenge vorhandener Grundwasserströme, und den Einfluß der dem Grundwasser eigentümlichen Schwankungen auf diese Durchflußmenge festzustellen. Für Untersuchungen in dieser Richtung war es erste Aufgabe, das Gesetz für den Widerstand der Bewegung des Wassers im Untergrunde zu ermitteln und die Beziehungen zwischen Wassermenge und Gefälle richtig zu erkennen. In letzter Linie handelt es sich dann darum, die Wirkungsweise der gebräuchlichen Anlagen für die Gewinnung von Grundwasser zu untersuchen, um diese Anlagen nach Art, Lage und Ausdehnung richtig anordnen zu können.

Wohl hat die Grundwasserforschung verdienstvolle Bearbeiter gefunden, so daß heute die meisten Fragen als wissenschaftlich geklärt angesehen werden dürfen; die Arbeiten sind jedoch in der Literatur zerstreut und finden sich selbst in den neueren Lehrbüchern nicht umfassend berücksichtigt. Es scheint deshalb förderlich, in der vorliegenden Arbeit eine kurze Darstellung des gegenwärtigen wissenschaftlichen Standes der Grundwasserforschung zu geben, zu deren Abschluß die Aufnahme einiger noch nicht veröffentlichter Arbeiten des Verfassers auf diesem Gebiete erforderlich war.

§ 1. Das Grundwasser.

Das Wasser auf unserem Planeten scheidet sich in Tagwasser, welches sich auf der Erdoberfläche, und in Bodenwasser, welches sich unter der Erdoberfläche befindet. Die Begriffe »Bodenwasser« und »Grundwasser« sind jedoch nicht identisch, denn als Grundwasser im Sinne der Hydrologie kann nur jener Teil des Bodenwassers angesprochen werden, der in physikalischer Beziehung dem Begriffe »Wasser« entspricht, also tropfbar flüssig ist und dem Gesetze der Schwere folgt. Neben dem Grundwasser umfaßt das Bodenwasser auch die Bergfeuchtigkeit und die Bodenfeuchtigkeit, die vom Grundwasser grundsätzlich zu trennen sind. Voraussetzung für das Vorhandensein von Bodenwasser sind die Hohlräume unserer Erdrinde, und unterscheiden sich die drei Arten, Bergfeuchtigkeit, Bodenfeuchtigkeit und Grundwasser, lediglich nach der Gestaltung und Art der Hohlräume, in welchen sie sich befinden. Man wird daher, um zu einer einwandfreien, alle Fälle umfassenden Definition des Grundwassers zu gelangen, die Hohlräume unserer Erdkruste und die auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte näher betrachten müssen.

Die im Untergrunde befindlichen Wasserteilchen stehen zunächst unter dem Einfluß verschiedener Molekularkräfte, und zwar der Kohäsion, d. i. der Anziehung, welche die einzelnen Wassermoleküle aufeinander ausüben, und weiter unter dem Einfluß der Adhäsion, d. i. der Anziehung, welche die Wasserteilchen und die mit denselben in Berührung stehenden Bodenteile gegenseitig aufeinander ausüben. Durch die Kohäsion werden die einzelnen Partikelchen eines Wassertropfens zusammengehalten, während durch die Adhäsionskraft die Wasserpartikelchen an den umgebenden Bodenteilchen festgehalten werden.

Wasser, welches sich in einer vertikalen Röhre befindet, steht an den Rohrwänden infolge der Adhäsion stets höher als in der Mitte. Dasselbe Verhalten zeigt das Wasser in den engen Spalten und Hohlräumen des Untergrundes, indem auch hier das Wasser an den Wänden der Spalten und Hohlräume höher zu steigen sucht als im Innern. Treffen sich schließlich die an den Wänden aufsteigenden Wasserteilchen, so fließen sie zusammen, und dadurch erfolgt ein Aufsteigen des Wassers in den Spalten und Hohlräumen, aber nicht in tropfbar flüssiger Form, sondern immer nur durch die Adhäsion zwischen den Wänden und den Wasserteilchen. Dieses Aufsteigen des Wassers nennt man kapillare Erhebung und die ganze Erscheinung Kapillarität.

Für eine kreisförmige, zylindrische, vertikale Röhre vom Durchmesser d berechnet sich die mittlere Erhebungshöhe h an der benetzten Rohrwand nach der folgenden empirischen Formel:

$$h = \frac{30\,(1 - 0{,}002\,t)}{d},$$

wobei t die Temperatur des Wassers in Zentigraden bedeutet, h und d in Millimetern ausgedrückt sind. Man sieht aus dieser Formel, daß die kapillare Erhebung eine um so größere wird, je geringer der Durchmesser der Röhre ist.

In Übereinstimmung mit dieser Formel ist durch die Beobachtungen v. Klenzes[1]) festgestellt worden, daß das Wasser im Untergrund um so höher kapillar ansteigt, je dichter das Gefüge des Untergrundes ist, d. h. je kleiner die im Untergrund vorhandenen Poren sind. Bei Beurteilung der kapillaren Wirkung im Untergrunde ist aber weiter noch zu berücksichtigen, daß es sich hier nicht etwa um parallel gerichtete Hohlräume handelt, sondern daß die Hohlräume sich bezüglich Form und Größe regellos aneinanderschließen, und daß das die Wände dieser Hohlräume bildende Material an sich auch wieder porös ist und dadurch kapillare Wirkungen erzeugt. Übersteigen die Hohlräume im Untergrund eine gewisse Grenze, so hört die kapillare Wirkung auf, und das Wasser wird sich dann in solchen Hohlräumen als tropfbar flüssiger Körper in Ruhe befinden oder bewegen. Die im Untergrund vorhandenen Zwischenräume und Poren kann man dementsprechend in drei Arten scheiden, und zwar in:

1. Solche Zwischenräume, welche so groß sind, daß sie ein meßbares Aufsteigen des Wassers durch die Kapillarität nicht mehr zulassen. Solche Zwischenräume nennt man nichtkapillare Zwischenräume.

2. Zwischenräume, welche durch ihre Abmessungen und durch das enge Aneinanderschließen gleichgearteter Hohlräume ein Aufsteigen des Wassers durch kapillare Wirkungen und damit auch ein Festhalten dieses unter der Wirkung der Kapillarität stehenden Wassers an den Bodenteilchen ermöglichen. Diese Zwischenräume nennt man kapillare Zwischenräume.

3. Die außerordentlich kleinen Hohlräume oder Poren, welche sich in jedem noch so kompakt scheinenden Material finden und auch noch dem kleinsten Teil des Materials eigentümlich sind. Diese kleinen Hohlräume oder Poren werden bei dem Transport eines Materialstückes in der Natur in keiner Weise verändert.

Kapillare und nichtkapillare Zwischenräume sind demnach Merkmale der Schichten, die Poren Merkmale der Einzelbestandteile, aus denen sich die Schichten zusammensetzen.

Die Schichten unseres Untergrundes sind in der Regel in der Weise zusammengesetzt, daß sie sämtliche vorerwähnten drei Arten von Hohlräumen enthalten, insbesondere trifft dieses zu bei den Geröll- oder Geschiebeschichten, die in der Regel Träger von Wasser sind. Hier finden sich nichtkapillare und kapillare Zwischenräume zwischen den einzelnen Geröllstücken von verschiedenster Größe, und diese einzelnen Geröllstücke besitzen wieder für sich kleine Zwischenräume, das sind die Poren derselben.

Den Gesamtinhalt der Hohlräume in einem gewissen begrenzten Teil des Untergrundes nennt man das Porenvolumen. Dasselbe wird in der Regel in Prozenten, d. h. als Verhältnis des Hohlraumes zum Gesamtinhalt des betreffenden Erdkörpers angegeben.

Das Wasser im Untergrunde wird vermöge der Kapillarität um so höher ansteigen, je weniger nichtkapillare Zwischenräume im Untergrund vorhanden sind. Die kapillare Wirkung wird um so stärker, je feiner die einzelnen Bodenteilchen, und je enger dieselben aneinander gelagert sind, dagegen nimmt die kapillare Wirkung mit der Zunahme des Porenvolumens ab.

Nach den Versuchen v. Klenzes scheint auch die chemische Beschaffenheit des Wassers einen gewissen Einfluß auf die Kapillarität auszuüben, und zwar kommt hierbei insbesondere der Gehalt an Mineralsalzen in Betracht. Es hat sich bei diesen Versuchen

[1]) v. Klenze, Untersuchungen über die kapillare Wasserleitung im Boden und die kapillare Sättigungskapazität desselben für Wasser. Landwirtschaftl. Jahrbücher, VI. B., Heft I, S. 83 ff. 1877.

ergeben, daß die kapillare Steighöhe von Salzlösungen im Vergleich zu der kapillaren Steighöhe des destillierten Wassers um so geringer ist, je höher der Konzentrationsgrad der Salzlösung ist.

Zur Bestimmung der Höhe, auf welche das Wasser infolge der Kapillarität im Untergrunde aufsteigt, ist die oben angegebene empirische Formel nicht verwendbar, da sich dieselbe nur auf Röhren von geringem Durchmesser bezieht.

Die im Untergrund vorhandenen Zwischenräume und Poren nehmen das Bodenwasser auf, sind also Voraussetzung für das Vorhandensein des letzteren. Die drei oben erwähnten verschiedenen Arten von Zwischenräumen im Untergrunde zeigen sich in bezug auf ihre Fähigkeit der Wasseraufnahme verschiedenartig, und zwar so, daß das Bodenwasser entsprechend dem Aufenthalt in den verschiedenen Arten von Hohlräumen sich verschieden darstellt und verschieden benannt wird.

Das in den kleinsten Hohlräumen oder Poren eines Gesteins oder Minerals vorkommende Wasser, welches gewissermaßen an das Gestein dauernd gebunden ist, nennt man Bergfeuchtigkeit. Der Gehalt an Bergfeuchtigkeit ergibt sich als Differenz zwischen dem Gewicht eines frisch gebrochenen Mineralstückes gegenüber dem Gewicht, welches dasselbe Mineralstück nach erfolgter Trocknung aufweist. Bergfeuchtigkeit findet sich allenthalben, da es kein Mineral gibt, das ohne Poren wäre. Selbst Mineralien, die sich ganz trocken anfühlen, enthalten einen größeren oder geringeren Grad von Bergfeuchtigkeit. Nach den Untersuchungen von Delesse[1]) ergibt sich die Bergfeuchtigkeit der weißen Kreide im Kreidebecken von Paris zu 19,3 bis 20,7, des tertiären groben Kalkes von Paris zu 23,4, des plastischen Tones zu 19,6 bis 23,2, des Gipses zu 1,5, des grobkörnigen Granits zu 0,37, des Quarzes zu 0,08 Gewichtsprozenten. Man ersieht daraus, daß selbst so völlig wasserundurchlässig scheinende Gesteine wie Granit oder Quarz Wasser als Bergfeuchtigkeit gebunden enthalten. Das Wasser in der Form der Bergfeuchtigkeit entspricht zwar in seiner chemischen Zusammensetzung dem gewöhnlichen Wasser, nicht aber bezüglich seiner physikalischen Eigenschaften, da ihm die tropfbar flüssige Form fehlt.

Das in den kapillaren Zwischenräumen des Untergrundes enthaltene und durch kapillare Wirkungen festgehaltene Wasser nennt man Bodenfeuchtigkeit. Die Bodenfeuchtigkeit hängt bezüglich ihrer Menge nicht nur von den vorhandenen kapillaren Zwischenräumen, sondern auch von anderen, die Bildung der Bodenfeuchtigkeit beeinflussenden Faktoren ab, so daß die Bodenfeuchtigkeit bei sonst gleichen Verhältnissen des Untergrundes nicht nur an verschiedenen Stellen, sondern auch an einer und derselben Stelle zu verschiedenen Zeiten verschieden sein kann. Das als Bodenfeuchtigkeit vorhandene Wasser zeigt in seiner chemischen Zusammensetzung gegenüber dem gewöhnlichen Wasser keine Veränderung; in bezug auf seine physikalischen Eigenschaften unterscheidet es sich aber dadurch, daß es sich zwar der tropfbar flüssigen Form in der Grenzlage nähert, aber noch nicht dem Einfluß der Schwerkraft folgt, da die Wirkungen der letzteren durch die Kapillarität aufgehoben werden. Die Wassermenge, die ein bestimmter Untergrund bei seiner vollen Sättigung als Bodenfeuchtigkeit aufzunehmen vermag, nennt man die Wasserkapazität des betr. Untergrundes. Die Wasserkapazität ist also die Grenze der Wassermenge, welche eine Bodenart als Bodenfeuchtigkeit zurückzuhalten vermag, und wird in der Weise durch den Versuch bestimmt, daß man eine gewisse Menge des Bodens in einem Gefäß mit durchlässigem Boden mit Wasser übergießt und so lange wartet, als Wasser noch am Boden durchtropft. Die

[1]) Delesse in Daubrée. Les eaux souterraines à l'époque actuelle I. 1887.

Gewichtszunahme des im Gefäß verbliebenen Bodens gegenüber dem Gewicht desselben vor dem Übergießen mit Wasser stellt die Wasserkapazität der betr. Bodenart dar. Wenn dieses Experiment auf die natürlichen Bodenverhältnisse übertragen werden soll, ist darauf zu achten, daß das Porenvolumen des Versuches mit dem natürlichen Porenvolumen verhältnismäßig übereinstimmt, da durch die Auflockerung das Verhältnis der verschiedenartigen Zwischenräume im Untergrund geändert wird.

Heinrich[1]) ermittelte durch Versuche die Wasserkapazität für nachstehende Bodenarten:

sehr durchlässigen grobkörnigen Sandboden	zu 26,5	Gewichtsproz.	oder 39,0	Volumproz.
fruchtbaren Kalkboden	» 38,3	»	» 48,6	»
sandiges, mäßig fruchtbares Gartenland . .	» 43,9	»	» 51,4	»
sandigen Lehm	» 43,3	»	» 55,4	»
Torfboden	» 274,0	»	» 126,0	»

Hierzu ist zu bemerken, daß es sich bei diesen Versuchen nur um geschichtetes Material der bezeichneten Arten handelte. Übersteigt die Wasserkapazität das Porenvolumen, so findet eine entsprechende Volumenvermehrung des Versuchskörpers statt, ein Vorgang, der in der Natur in der Regel ausgeschlossen ist.

Bei der Besprechung der Kapillarität ist darauf hingewiesen worden, daß die kapillare Wirkung mit der Zunahme des Porenvolumens abnimmt. Dementsprechend nimmt auch die Wasserkapazität mit zunehmendem Porenvolumen ab, und tatsächlich ist durch den Versuch gezeigt worden, daß bei Quarzsanden die Wasserkapazität mit wachsender Korngröße abnimmt.

Nach Dr. G. Wilhelm beträgt:

bei Quarzsand mit der Korngröße . .	0,26 bis 0,29	0,45 bis 0,54	1,25 bis 1,58 mm
die Wasserkapazität	31,8 %	28,4 %	14,4 %
bei Lehmmergel mit der Korngröße .	0,54 bis 0,64	0,85 bis 1,15	2,20 bis 2,40 mm
die Wasserkapazität	59,7 %	57,6 %	51,4 %

Das in den nicht kapillaren Hohlräumen des Untergrundes befindliche Wasser zeigt neben den chemischen Eigenschaften auch alle physikalischen Eigenschaften, welche dem Wasser in seiner gewöhnlichen Form zukommen. Es ist tropfbar flüssig und gehorcht dem Gesetz der Schwere, so daß es sich in Ruhe oder auch in Bewegung befinden kann. Vermöge dieser Beweglichkeit schließen sich die Wasserteilchen in den nichtkapillaren Hohlräumen aneinander und bilden einen zusammenhängenden Spiegel, der entweder horizontal ist, wenn sich das Wasser in Ruhe befindet, oder eine Neigung nach einer bestimmten Richtung zeigt, wenn das Wasser in Bewegung befindlich ist. Das in den nichtkapillaren Hohlräumen des Untergrundes befindliche tropfbar flüssige, der Einwirkung der Schwerkraft gehorchende, den kapillaren Einwirkungen der umgebenden Bodenteilchen entrückte und einen zusammenhängenden Spiegel bildende Wasser wird Grundwasser genannt. Diese vom Verfasser[2]) gegebene Definition des Begriffes Grundwasser fußt lediglich auf dem Vorkommen und Verhalten des Wassers in physikalischer Beziehung, sie läßt aber die geologische Natur der Schichten, in welchen das Grundwasser vorkommt,

---

[1]) R. Heinrich. Die Wasserkapazität des Bodens. Grundlehre zur Beurteilung der Ackerkrume, Wismar 1882.

[2]) O. Smreker. Die Erscheinungsformen des Grundwassers. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Bd. XXVII, S. 671. 1883.

außer Betracht, und zwar mit vollem Recht, weil diese wohl das Grundwasser in seiner chemischen Zusammensetzung beeinflussen können, für das Wesen des Grundwassers aber ohne Bedeutung sind.

Steuer[1]) gibt für den Begriff von Grundwasser die nachstehende Definition:

Grundwasser ist das in lockeren und losen, hauptsächlich in diluvialen, seltener in tertiären und alluvialen Ablagerungen vorkommende Bodenwasser von gleichmäßiger, annähernd dem Jahresmittel entsprechender Temperatur, das frei von mechanisch suspendierten, organischen und unorganischen Bestandteilen ist, und dessen chemische Zusammensetzung bei einer gewissen Gleichmäßigkeit keine Stoffe enthält, die auf frische, von außen kommende Verunreinigungen hinweisen.

Diese Definition ist, abgesehen davon, daß damit der Begriff Grundwasser nur auf das in alluvialen, diluvialen und tertiären Schichten vorkommende Wasser beschränkt wird, schon darum nicht zulässig, weil dadurch Grundwässer, die durch zufällige äußere Einflüsse verunreinigt werden, nicht mehr als Grundwasser angesprochen werden könnten.

An dieser Stelle sollen noch einige Bezeichnungen für gewisse Grundwasservorkommen Erwähnung finden, denen man in der Literatur häufig begegnet, und deren Zusammenhang mit dem oben definierten Begriff Grundwasser dargestellt werden.

Unter Sickerwasser ist solches Grundwasser zu verstehen, welches durch direkte Versickerung atmosphärischer Niederschläge oder von Tagwässern entstanden ist und sich noch an seinem Entstehungsort näherungsweise befindet. Dieses Sickerwasser findet sich daher nur in geringer Entfernung von der Erdoberfläche und zeichnet sich in der Regel durch geringe Härte aus.

In den Dünengegenden findet sich häufig in den oberen Schichten über dem Meeresspiegel süßes Grundwasser von großer Weichheit, welches den atmosphärischen Niederschlägen entstammt und sich gewissermaßen auf dem schwereren salzigen Grundwasser der tieferen Schichten wegen seines geringeren spezifischen Gewichts schwimmend erhält. Dieses Wasser, welches vielfach für die Zwecke der Wasserversorgung nutzbar gemacht worden ist, wird Dünenwasser genannt.

Die Bezeichnung Schichtwasser findet man für das Grundwasser, das die Poren und Zwischenräume von Gesteinsschichten füllt, während man das in den Klüften der Gesteine sich vorfindende Grundwasser als Kluft- oder Spaltenwasser bezeichnet. Für die Hydrologie haben diese beiden letzteren Bezeichnungen keinen besonderen Wert, da sie in der Natur häufig nicht scharf voneinander zu trennen sind.

Häufig findet man das Grundwasser schlechtweg »unterirdische Gewässer« genannt, welche Bezeichnung auch von der französischen (Eaux souterraines) und italienischen (Acqua sotteranea) Fachliteratur angenommen worden ist.

Von den verschiedenen Arten des Bodenwassers kommt für die Gewinnung nur das Grundwasser in Betracht, da das Wasser sowohl als Berg- wie Bodenfeuchtigkeit an den umgebenden Bodenteilchen haftet.

Die Aufnahmefähigkeit des Untergrundes in bezug auf Grundwasser entspricht dem Porenvolumen, soweit dasselbe nicht durch Berg- und Bodenfeuchtigkeit in Anspruch genommen ist. Die Grundwassermenge, die eine Bodenschicht aufnehmen kann, nennt man das freie Porenvolumen. Dasselbe gibt ein Maß für die Durchlässigkeit des Untergrundes und wird daher vielfach auch direkt als Durchlässigkeit bezeichnet.

---

[1]) A. Steuer. Die Entstehung des Grundwassers im hessischen Ried. Festschrift zum 70. Geburtstage von Adolf v. Koenen. 1907.

Wie sich die im Untergrund enthaltene Bodenfeuchtigkeit zu dem neben derselben vorhandenen Grundwasser in bezug auf Menge stellt, hat Wollny[1]) für verschiedene Bodenarten untersucht und dabei die nachfolgend zusammengestellten Ergebnisse gefunden:

	Bodenfeuchtigkeit	Grundwasser
in grobem Quarzsand von 1 bis 2 mm Korngröße	65 l	325 l
in mittelgrobem Quarzsand von 0,25 bis 0,50 mm Korngröße	95 l	310 l
in mittelfeinem Quarzsand von 0,11 bis 0,17 mm Korngröße	230 l	200 l
in feinem Quarzsand von 0,01 bis 0,11 mm Korngröße . .	350 l	120 l
in Lehmboden	350 l	200 l

Die im Untergrund befindlichen Schichten unterscheidet man in bezug auf die Fähigkeit, Grundwasser aufzunehmen, in durchlässige, das sind solche, welche nichtkapillare Zwischenräume besitzen, und in undurchlässige, das sind solche, welche nur kapillare Zwischenräume und Poren besitzen. Der Gehalt an Bodenfeuchtigkeit kommt bei dieser Unterscheidung nicht in Betracht.

Wasserdurchlässige Schichten müssen nicht unter allen Umständen Wasser enthalten. Trifft letzteres zu, so werden dieselben wasserführende Schichten genannt.

Beim Grundwasser, das unserem physischen Auge in der Regel nicht direkt wahrnehmbar ist, auf dessen Vorhandensein meist nur auf Grund eines Indizienbeweises geschlossen werden kann, ist die Frage nach der Entstehung etwas schwieriger als beim Tagwasser, und darf es nicht wundernehmen, wenn diese Frage wissenschaftlich heute noch als eine nicht völlig geklärte angesehen werden muß.

Von den vielen Erklärungen, welche für die Entstehung des Grundwassers gegeben werden, kommen heute nur die Versickerungs- und die Kondensationstheorie in Betracht, welche beide das Grundwasser aus der Atmosphäre entstehen lassen. Dr. Novak[2]) nimmt an, daß das Wasser aus den oberirdischen Becken, den Meeren und Seen durch Klüfte und Spalten in den von ihm vorausgesetzten tellurischen Hohlraum gelangt, der dadurch entsteht, daß die als Hohlkugel gedachte Erde im Innern noch einen festen Kern enthält, wo dasselbe durch die Wärme des Erdinnern und andere Prozesse in Dampf verwandelt wird. Dieser Dampf soll durch Klüfte und Spalten hochsteigen und in den oberen kühleren Schichten zu Grundwasser kondensiert werden. Diese Erklärung des Dr. Novak für das Grundwasser kann wohl übergangen werden, da sie wissenschaftliche Beachtung nicht verdient.

Nach der Versickerungs- oder Infiltrationstheorie wird das Grundwasser durch den Teil der atmosphärischen Niederschläge gebildet, welcher in den Boden versickert. Dabei darf man sich die Versickerung allerdings nicht in der Weise vorstellen, daß das in die nichtkapillaren Zwischenräume des Erdbodens eindringende Wasser in tropfbar flüssiger Form so lange abwärts sinkt, bis eine wasserundurchlässige Schicht die Bewegung nach der Tiefe hemmt und das Wasser zwingt, sich auf der undurchlässigen Schicht als Grundwasser zu sammeln, sondern der Vorgang dürfte sich in der Natur in der Weise abspielen, daß der in den Boden einsickernde Teil der atmospärischen Niederschläge zunächst in Bodenfeuchtigkeit umgesetzt wird und die Poren und kapillaren Zwischenräume bis zu deren Sättigung ausfüllt. Erst wenn durch wiederholte oder länger andauernde Niederschläge die volle Wasserkapazität erreicht ist, wird der zugeführte Überschuß an Sickerwasser die nichtkapillaren Zwischenräume ausfüllen

---

[1]) Wollny. Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik Bd. II, S. 164.

[2]) Dr. P. Novak. Vom Ursprung der Quellen. Prag 1879.

und sich als Grundwasser auf der das Liegende der wasserdurchlässigen Schicht bildenden undurchlässigen Schicht sammeln. Verliert mit der Zeit der über dem Grundwasser befindliche, nur Bodenfeuchtigkeit enthaltende Untergrund durch Verdunstung einen Teil seiner Bodenfeuchtigkeit, so ist er wieder imstande, bis zur Grenze seiner Kapazität Wasser aufzunehmen, und werden in diesem Falle neuerdings einsickernde Wassermengen wieder bis zur Erreichung der Wasserkapazität als Bodenfeuchtigkeit zurückgehalten. Dadurch erklärt es sich zur Genüge, daß die Grundwasserstände nicht immer den atmosphärischen Niederschlägen folgen, da eben nur ein Teil der atmosphärischen Niederschläge für die Grundwasserbildung nutzbar gemacht werden kann. Bei dieser Art der Grundwasserbildung erfahren die Wasserpartikelchen bei ihren Bewegungen im Untergrund eine vollständige Reinigung von fremden Beimengungen organischer und unorganischer Natur, und deshalb wird das auf diese Weise entstandene Grundwasser auch immer klar und keimfrei sein. In klüftigem Terrain mit verhältnismäßig großen nichtkapillaren Zwischenräumen sinkt das eindringende Wasser jedoch häufig, ohne diese reinigende Wirkung erfahren zu haben, in größere Tiefen. In manchen Fällen werden bei heftigen Sturzregen sogar noch oberflächliche Unreinigkeiten mit in die Tiefe gerissen und dadurch Trübungen des in den Spalten durchlässigen Gesteins vorhandenen Grundwassers herbeigeführt.

Die Kondensationstheorie, die zuerst von Dr. Volger[1]) in bestimmter Form ausgesprochen wurde, läßt das Grundwasser als Kondensationsprodukt der Luftfeuchtigkeit in den Bodenschichten entstehen. Nach Dr. Volger gelangt kein Tropfen der atmosphärischen Niederschläge als Grundwasser in den Untergrund, er schließt also jeden Einfluß der Versickerung auf die Grundwasserbildung aus und führt das im Untergrund befindliche Grundwasser in seiner Entstehung auf die Kondensation der Luftfeuchtigkeit und die die wasserdurchlässigen Schichten durchstreichende atmosphärische Luft zurück.

Außer Dr. Volger, der seine Lehre noch in zwei weiteren Arbeiten[2]) auszuführen und zu begründen suchte, sind für die Kondensationstheorie noch Mezger[3]), Fr. König[4]) und Haedike[5]) eingetreten, nur mit der Einschränkung, daß die drei letztgenannten die Entstehung des Grundwassers nicht mehr, wie Dr. Volger, allein auf Kondensation zurückführen, sondern der Versickerung einen Anteil an der Entstehung des Grundwassers lassen. Mezger schreibt dem in der Bodenluft vorhandenen

---

[1]) Dr. O. Volger. Die wissenschaftliche Lösung der Wasser- insbesondere der Quellenfrage mit Rücksicht auf die Versorgung der Städte. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1877.

[2]) Dr. O. Volger. Über eine Quellentheorie auf meteorologischer Grundlage. Meteorologische Zeitschrift, Jahrgang 1887.

Unterirdische Wetterlehre. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1890.

[3]) Chr. Mezger. Die Dampfkraft als Ursache der Grundwasserbildung. Gesundheits-Ingenieur, Jahrgang 1906, S. 569.

Das Verhalten des Bodens zum Wasser mit besonderer Berücksichtigung der Grundwasserbildung. Gesundheits-Ingenieur, Jahrgang 1908, S. 241.

Die Schwankungen der Grundwasserstände und der Quellenausflüsse. Gesundheits-Ingenieur, Jahrgang 1908, S. 501.

Einfluß der unterirdischen Luftströmungen auf die Mengenschwankungen des Grundwassers. Gesundheits-Ingenieur, Jahrgang 1909, S. 237.

[4]) Fr. König. Entstehung und Messung der Grundwässer. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, Jahrgang 1906, S. 1033.

[5]) Haedike. Luftfeuchtigkeit und Quellenstärke. Gesundheits-Ingenieur, Jahrgang 1909, Nr. 11.

Die Quellenbeobachtungen bei Heiligenborn und das Niederschlagsgebiet. Zeitschrift für die gesamte Wasserwirtschaft, Jahrgang 1909, Nr. 16.

Wasserdampf einen wesentlichen Anteil an der Grundwasserbildung zu, indem der Wasserdampf vermöge der geringen Geschwindigkeit der Grundluft dem Spannungsgefälle folgend sich nach den Punkten der geringsten Spannung hin bewegt und unter gewissen Voraussetzungen als Grundwasser niederschlägt.

Eine von unten nach oben, also nach der Erdoberfläche gerichtete Dampfströmung hat zur Folge, daß den oberen Schichten Bodenfeuchtigkeit entzogen wird, welche sich aus dem Grundwasser wieder ersetzt, so daß dadurch ein Sinken des Grundwassers entsteht, während bei Dampfströmungen, die von der Erdoberfläche nach dem Innern zu gerichtet sind, durch Kondensation des Dampfes ein Ansteigen des Grundwassers bewirkt wird. Mezger weist ferner auf die Adsorption hin, d. i. die Fähigkeit des Bodens, Wasserdampf zu verdichten, und nennt den adsorbierten Wasserdampf latente Bodenfeuchtigkeit, welche unter Umständen ebenfalls zur Grundwasserbildung beitragen kann.

Um die Versickerungs- und Kondensationstheorie wissenschaftlich richtig zu werten, ist es erforderlich, festzustellen, ob Grundwasser nach der einen oder anderen Voraussetzung überhaupt erzeugt werden kann, und weiter ist zu untersuchen, wie eine Reihe von tatsächlichen Feststellungen, welche sich auf Grundwasserbildung beziehen, durch die eine oder andere Theorie befriedigend erklärt werden können.

Die erste Frage nach der Möglichkeit der Entstehung durch Versickerung oder Kondensation muß ohne weiteres bejaht werden. Bei dem näheren Vergleich der beiden vorgenannten Entstehungsmöglichkeiten gelangt man zu dem interessanten Ergebnis, daß die Versickerungs- und Kondensationstheorie sich durchaus nicht gegenseitig ausschließen, sondern daß die tatsächliche Möglichkeit vorliegt, daß Grundwasser zum Teil auf dem Wege der Versickerung, zum Teil durch Kondensation entsteht.

Die Entstehung des Grundwassers durch Versickerung ist tatsächlich durch den Versuch und durch Vorgänge in der Natur nachgewiesen. Das gewöhnliche Sand- und Kiesfilter, wie es seit undenklichen Zeiten in großem und kleinem Maßstab angewandt wird, ist weiter nichts, als ein künstlich herbeigeführter Versickerungsvorgang, bei dem die klärende Wirkung dadurch herbeigeführt wird, daß man die Größe der nichtkapillaren Zwischenräume durch geeignete Wahl der Korngröße des Filtermaterials vorschreibt. Die Versickerung des Wassers in der Natur ist weiter bewiesen durch Versuche von Ebermeyer, Wollny u. a. Verfasser dieses hat wiederholt, vorübergehend bei Pumpversuchen und auch dauernd bei der Ableitung von Kondensationswasser größere Wassermengen in den Untergrund versinken lassen und dabei einwandfrei festgestellt, daß dadurch eine Hebung des Grundwasserspiegels in der Umgebung der Versickerungsstelle herbeigeführt, das versunkene Wasser also tatsächlich Grundwasser wurde.

Bei Rieselanlagen mit überstauten Feldern muß, wenn die wasserundurchlässige Schicht nicht sehr tief liegt, das sich bildende Grundwasser durch Drainleitungen abgeführt werden, wenn die Rieselfelder wirksam bleiben sollen. Daß das Flußwasser bei durchlässiger Sohle in den Untergrund eintritt und Grundwasser bildet, ist eine bekannte Tatsache, auf der die Wassergewinnung durch natürliche Filtration beruht, ebenso ist einwandfrei festgestellt worden, daß bei Überflutungen durch Hochwasser ein Teil des ausgetretenen Flußwassers in den Untergrund des Überschwemmungsgebietes versickert und dadurch unangenehme Beeinflussungen, beispielsweise Trübungen, des vorhandenen Grundwassers bewirkt. Bekannt ist auch die an der Ruhr gebräuchliche Bildung von Grundwasser durch sog. Anreicherungsgräben, d. s. Gräben, die in der Nähe von bestehenden Brunnen oder Sammelgalerien zu dem Zweck ausgehoben werden, um das darin eingeleitete Flußwasser zur Versickerung zu bringen. Bekannt sind weiter die in den letzten Jahren von mehreren Städten durchgeführten Versuche zur Erzeugung von künstlichem Grundwasser zum Zwecke ihrer Wasserversorgung, wobei das Grundwasser auch durch Versickerung von gewöhnlichem Wasser erzeugt wird.

Durch die vorstehend angeführten Beispiele ist die Tatsache einwandfrei festgestellt, daß Grundwasser durch Versickerung in den Boden entsteht, dagegen können diese Beweismittel nicht dafür angezogen werden, daß das gesamte im Untergrund vorhandene Grundwasser tatsächlich durch Versickerung entstanden, also neben der Versickerung eine weitere Ursache für die Grundwasserbildung ausgeschlossen ist.

Die bisherigen Versuche, die Kondensationstheorie wissenschaftlich oder durch Beobachtungen und Versuche zu stützen, sind wenig erfolgreich gewesen, hauptsächlich wohl deshalb, weil das Hauptgewicht, insbesondere von Dr. Volger, darauf gelegt wurde, an der Versickerungstheorie Kritik zu üben und durch Feststellung von Tatsachen, die sich anscheinend durch dieselbe nicht ohne weiteres erklären ließen, Bresche in das Fundament der Versickerungstheorie zu legen. Mit besonderem Nachdruck wird darauf hingewiesen, daß vielfach die Ergiebigkeit von Quellen und der Gang des Grundwassers, d. h. das Steigen und Fallen desselben, mit den atmosphärischen Niederschlägen nicht in Einklang stehen. Dabei wird aber übersehen, daß es nicht immer möglich ist, das Niederschlagsgebiet einer Quelle zu umschreiben, da Quellen manchmal aus größeren Tiefen mit unbekanntem Niederschlagsgebiet stammen, so daß Beobachtungen der Niederschlagsmengen in der Umgebung der Quellen für die Beurteilung der Mengenschwankungen nicht zutreffen können. Ebenso ist das Grundwasser, das wir in den Geschieben unserer Flußtäler finden, nicht immer direkt aus den Niederschlägen entstanden, sondern es finden häufig, wie dieses der Verfasser[1]) für das Rhein- und Elbetal nachgewiesen hat, Eintritte von Grundwasser aus tieferen Schichten in die Geschiebe unserer Flußtäler statt, und darf es dann nicht auffallen, wenn der Gang des Grundwassers in der Flußniederung mit den atmosphärischen Niederschlägen, die auf die Menge des aus den tieferen Schichten eingetretenen Wassers keinen Einfluß üben können, nicht mehr in Einklang steht. Es ist anzunehmen, daß, wie durch die Arbeit Köhlers[2]) für die Quellen von Heiligenborn nachgewiesen wurde, in richtiger Würdigung der Verhältnisse auch die übrigen gegen die Versickerungstheorie ins Feld geführten Tatsachen entsprechend aufgeklärt werden.

Krüger[3]) hat versucht, durch Laboratoriumsversuche und Versuche im Felde sich ein Bild darüber zu machen, welche Mengen von Grundwasser durch die Kondensation gewonnen werden können, und ist dabei zu dem Ergebnis gelangt, daß, wenn durch die Kondensation überhaupt Grundwasser gebildet werden kann, die Menge desselben nicht erheblich sein wird.

Nach dem heutigen Stand der hydrologischen Forschung kann man die Frage nach der Entstehung des Grundwassers dahin beantworten, daß durch die Versickerung

---

1) O. Smreker. Projekt der Versorgung der Stadt Prag mit Grundwasser. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1901,

Hydrologische Untersuchungen von Grundwassergebieten mit spezieller Rücksichtnahme auf diesbezügliche Untersuchungen in der Umgebung von Mannheim. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1907.

2) E. J. Köhler. Über die Entstehung des Grundwassers. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1910, S. 223.

3) Krüger. Ein Beitrag zur Volgerschen Theorie der Grundwasserbildung. Gesundheits-Ingenieur, 32. Jahrgang, S. 469.

eines Teiles der atmosphärischen Niederschläge tatsächlich Grundwasser entsteht, wenn auch nicht die ganze in den Erdboden versickernde Niederschlagsmenge in das Grundwasser übergeführt wird. Es ist aber nicht ausgeschlossen, daß an der Grundwasserbildung auch noch andere Ursachen mitwirken, doch ist man durch die bisherigen Feststellungen noch nicht in der Lage, darüber ein endgültiges Urteil zu fällen.

Für die Beurteilung der Beschaffenheit eines Grundwassers im allgemeinen sind einerseits dessen physikalische und chemische Eigenschaften, also Aussehen, Farbe, Geruch, Geschmack, Temperatur usw., und andererseits der Gehalt an fremden Bestandteilen mineralischer oder organischer Natur maßgebend. Wie bei der Entstehung des Grundwassers ausgeführt, entsteht das Grundwasser entweder durch Versickerung atmosphärischer Niederschläge, unter Umständen auch als Kondensationsprodukt oder durch Eintritt von Tagwasser in den Untergrund. Das Grundwasser, welches unterirdischen Strömen entnommen wird, hat in der Regel bereits einen längeren Weg im Untergrunde zurückgelegt und ist deshalb in seiner ursprünglichen Beschaffenheit auch von den Bodenschichten, die es durchflossen hat, beeinflußt worden. Gleichgültig, ob das Wasser längere Zeit sich in Kies- oder Sandschichten oder in Spalten bewegt, wird das Grundwasser jedenfalls nach einer gewissen Zeit eine ziemlich konstante, der betreffenden Tiefe entsprechende Temperatur angenommen haben. Bewegt es sich in Kies- und Sandschichten, so wird die filtrierende Wirkung derselben das Wasser nicht nur klar, farb- und geruchlos machen, sondern es wird auch von den ihm etwa beim Eintritt in den Untergrund anhaftenden Kleinlebewesen befreit, so daß es auch in bakteriologischer Beziehung als einwandfrei angesprochen werden kann. Bei der Bewegung des Wassers in Spalten trifft diese Reinigung nur zu, wenn die Spalten verhältnismäßig kleinen Querschnitt haben, und der Weg, den das Wasser zurücklegt, ein sehr langer ist. In bezug auf chemische Zusammensetzung wird das Grundwasser aber vermöge des ihm vielfach anhaftenden Gehalts an freier Kohlensäure und an atmosphärischer Luft lösliche Bestandteile aus den von ihm durchflossenen Bodenschichten aufnehmen, so daß die chemische Zusammensetzung des Grundwassers gewissermaßen Zeugnis ablegt von der Zusammensetzung der Schichten, die es durchflossen hat. Umgekehrt kann man sich deshalb von vornherein ein ungefähres Bild von der zu erwartenden Beschaffenheit des Grundwassers machen, wenn man die chemische Zusammensetzung der Schichten kennt, der es entstammt.

Mit dem Begriff »Grundwasser« sind also nicht von vornherein bestimmte Eigenschaften verbunden, sondern das Grundwasser zeigt sowohl hinsichtlich seiner chemischen Zusammensetzung als auch seiner bakteriologischen Eigenschaften, insbesondere hinsichtlich seines Keimgehaltes, die verschiedensten Verhältnisse. Die chemische Zusammensetzung wechselt nicht nur bezüglich der Stoffe, die im Wasser löslich enthalten sind, sondern noch viel mehr hinsichtlich der Menge, in welcher sich die gelösten Stoffe vorfinden, so daß hierfür auch nicht einmal ein ungefährer Mittelwert gegeben werden kann. Bezüglich seiner physikalischen und bakteriologischen Eigenschaften zeigt das Grundwasser aber weniger Abweichungen. In erster Linie wird das Grundwasser, wenn es einen gewissen Weg im Untergrund zurückgelegt hat, im Jahresdurchschnitt geringere Schwankungen seiner Temperatur zeigen; aus je größeren Tiefen das Grundwasser stammt, desto geringer werden die Schwankungen sein.

Passiert das Grundwasser auf seinem Weg im Untergrunde filtrierende Schichten, so wird es klar, farblos und keimfrei sein, Vorzüge, die es zur Verwendung für die Zwecke der zentralen Wasserversorgung besonders geeignet und erstrebenswert erscheinen lassen.

Die Reinheit, niedere und gleichmäßige Temperatur und Keimfreiheit bleiben dem Grundwasser auch dauernd erhalten, wenn dasselbe nicht von vorhandenen Bach- und Flußläufen oder oberflächlichen Einsickerungen schädlich beeinflußt wird. Man hat es jedoch in der Hand, die Grenzen der Einwirkung dieser Ursachen zu ermitteln und dementsprechend die Fassungsanlagen von Grundwasser gegen solche Einflüsse zu sichern.

§ 2. Erscheinungsformen des Grundwassers.

Der Verlauf des Grundwassers vollzieht sich, wenn auch nicht direkt sichtbar, doch in ähnlicher Weise, wie man dies beim Tagwasser unmittelbar beobachten kann. Der in einer wasserdurchlässigen Schicht entstandene Grundwassertropfen sucht, dem Gesetz der Schwere folgend, seinen Weg auf der Bahn des kleinsten Widerstandes nach der Tiefe. Vereint mit anderen Tropfen bildet er unterirdische Wasseradern, die sich unter Umständen vereinigen und auf diese Weise einen zusammenhängenden Spiegel bilden. Trifft das Grundwasser bei seiner Bewegung im Untergrunde auf eine wasserundurchlässige Schicht, so wird sich das Grundwasser auf dieser undurchlässigen Schicht ansammeln und in seinem weiteren Verlauf den durch die Neigung und das Streichen der undurchlässigen Schicht vorgeschriebenen Weg nehmen. Ist die undurchlässige Schicht horizontal oder muldenförmig gelagert, so wird das zuströmende Grundwasser auf dieser Unterlage zur Ruhe kommen und Becken bilden. Das Grundwasser bildet also auch wie das Tagwasser unterirdisch kleine Adern, mächtige Ströme und Becken von größerer oder geringerer Ausdehnung.

Tritt der Fall ein, daß die auf einer undurchlässigen Schicht auflagernde wasserführende Schicht von einer undurchlässigen Schicht überdeckt wird, so vollzieht sich die Bewegung des Grundwassers unter ähnlichen Bedingungen, wie die Bewegung des Wassers in einer Röhre. Wenn diese Schichten in ihrem Verlaufe fallen und dann wieder aufsteigen, so wird in den tieferen Punkten das in der wasserführenden Schicht eingeschlossene Wasser unter Druck stehen; diese Erscheinungsform wird artesisches oder gespanntes Wasser genannt.

Die wasserführende Schicht wird auch Grundwasserträger genannt. Oft finden sich verschiedene wasserführende Schichten untereinander, die durch wasserundurchlässige getrennt hydraulisch nicht mehr miteinander zusammenhängen. In solchen Fällen pflegt man die einzelnen wasserführenden Schichten als Grundwasserstockwerke oder Grundwasserhorizonte zu bezeichnen.

Die Oberfläche des in einer wasserführenden Schicht ohne Druck befindlichen Grundwassers nennt man Grundwasserspiegel. Ist die Höhe des Grundwassers für eine Reihe von Punkten in einem Gebiete festgestellt, so kann die Form des Grundwasserspiegels ohne weiteres in Grundwasserhorizontalkurven aufgenommen werden. Befindet sich das Grundwasser in Bewegung, ist also ein Grundwasserstrom vorhanden, so läßt sich aus der Aufnahme des Grundwassers in Horizontalkurven unmittelbar die Strömungsrichtung und das Gefälle des Grundwasserstromes ermitteln.

Einen Schnitt normal auf die Strömungsrichtung bis zur wasserundurchlässigen Schicht eines Grundwasserstromes nennt man Grundwasserprofil, die vertikale Entfernung des Grundwasserspiegels von der undurchlässigen Schicht die Mächtigkeit des Grundwasserstromes oder auch die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht.

Ein Schnitt parallel zu der Strömungsrichtung bis zur undurchlässigen Schicht gilt als Längenprofil des Grundwasserstromes. Die Linie des Grundwasserspiegels im Längenprofil wird Grundwasserwelle genannt.

Beim artesischen Wasser ist der Grundwasserspiegel durch die Form des Liegenden der undurchlässigen Deckschicht gegeben. Den Druck auf das Liegende der undurchlässigen Deckschicht, welcher der Höhe entspricht, auf die das Wasser in einem an der betreffenden Stelle abgeteuften Bohrloche steigen würde, nennt man den artesischen Druck, Spannung, Auftrieb oder auch Steighöhe des Wassers. Trägt man die Spannung oder Steighöhe für die verschiedenen Punkte eines artesischen Gebietes auf und verbindet die Punkte gleicher Höhe durch Kurven miteinander, so erhält man eine Aufnahme der Druckfläche in Horizontalkurven. Aus der Gestalt der Druckfläche kann man die Bewegungsrichtung und das Gefälle eines artesischen Grundwasserstromes direkt bestimmen.

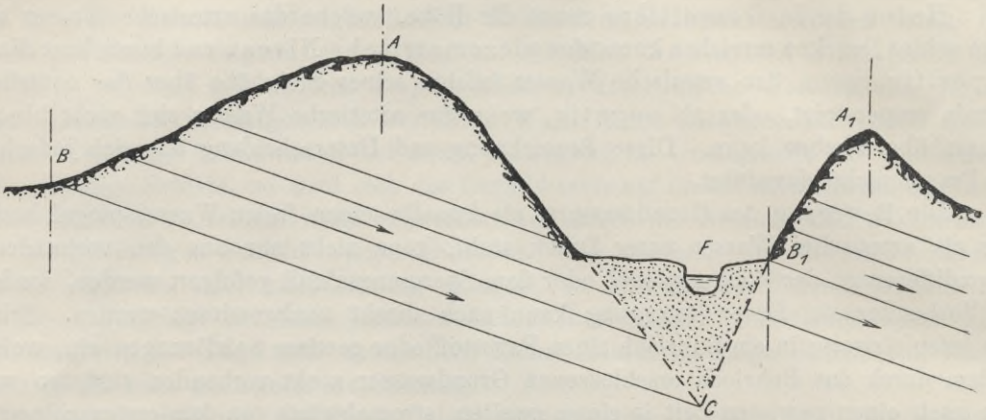
Haton de la Goupillière nennt die Höhe, welche das artesische Wasser vermöge seines Druckes erreichen kann, das piezometrische Niveau und bezeichnet dieses als positiv, wenn das artesische Wasser infolge seiner Steighöhe über das natürliche Terrain emporsteigt, oder als negativ, wenn das artesische Wasser sich nicht bis zur Terrainhöhe erheben kann. Diese Bezeichnung und Unterscheidung hat sich jedoch in der Praxis nicht eingeführt.

Die Bewegung des Grundwassers, ob dasselbe einen freien Wasserspiegel besitzt oder als artesisches Wasser unter Druck steht, kann nicht nur aus den vorhandenen Höhendifferenzen der Wasserspiegel oder dem Spannungsabfall gefolgert werden, sondern das Vorhandensein dieser Bewegung kann auch direkt nachgewiesen werden. Bringt man beispielsweise in ein Bohrloch einen Farbstoff oder gewisse Salzlösungen ein, welche in dem durch das Bohrloch erschlossenen Grundwasser nicht vorhanden sind, so wird man nach einer gewissen Zeit in einem zweiten, stromabwärts von dem ersten gelegenen Bohrloche den Farbstoff oder die Salzlösung nachweisen können, und zwar vollzieht sich der Vorgang in der Weise, daß zunächst die Färbung oder der Gehalt an Salz bis zu einem gewissen Höchstwert zunimmt und von da ab bis zum vollständigen Verschwinden wieder abnimmt. Durch diesen Vorgang wird der Einwand, daß die in das Bohrloch eingebrachten Fremdkörper durch Diffusion nach dem stromabwärts gelegenen Bohrloch gelangt seien, widerlegt und einwandfrei nachgewiesen, daß die eingebrachten Stoffe tatsächlich von dem Wasser selbst befördert worden sind, das Wasser sich also in Bewegung befinden muß. So wie beim Tagwasser ist jedem Grundwasserstrome oder Grundwasserbecken ein gewisses Gebiet zugeordnet, welches das gesamte auf diesem Gebiet entstehende Grundwasser, gleichgültig, auf welche Art dasselbe entstanden ist, dem betreffenden Grundwasserstrom oder Grundwasserbecken zuführt. Dieses Gebiet nennt man das Niederschlags- oder Einzugsgebiet des betreffenden Grundwasservorkommens, seine Grenzen Grundwasserscheiden.

Die Größe des Einzugsgebietes eines Grundwasservorkommens ist, mag das Grundwasser durch Versickerung oder durch Kondensation entstanden sein, unter allen Umständen ein wichtiger Faktor für die Beurteilung der Grundwassermengen, und deshalb muß mit besonderem Nachdruck darauf hingewiesen werden, daß die Grundwasserscheiden nicht immer mit den Wasserscheiden der Erdoberfläche übereinstimmen, in der Regel sogar vollständig unabhängig von denselben sind, da sie nicht von der äußeren Bodengestaltung, sondern von dem Schichtenbau im Innern abhängen.

Die nachstehende Abb. 1 zeigt ein Querprofil durch das Tal eines Flusses F. Es ist vorausgesetzt, daß das Flußtal durch Auswaschung entstanden und die ursprüngliche Auswaschung ACA_1 bis zur Höhe des Talbodens B_1 mit Geschieben ausgefüllt ist, in welche der Fluß F sein Bett eingegraben hat. Die in dem Querprofil eingezeichneten Bodenschichten fallen auf dem einen Ufer nach dem Flusse zu ein und setzen in derselben Richtung auf dem anderen Ufer fort. Unabhängig von dem Fallen und Streichen der Schichten unter der Erdoberfläche bilden die Kammlinien A und A_1 auf den höchsten Punkten der beiden Talränder die Wasserscheide für den Fluß F. Die Grundwasserscheiden für das in dem Geschiebe des Tales vorhandene Grundwasser aber werden, durchlässige Schichten vorausgesetzt, welche die Bewegung des sich in diesen Schichten bildenden oder vorhandenen Grundwassers in der Gefällsrichtung ermöglichen, auf den Linien B und B_1 liegen, und zwar deshalb, weil über diese Linien hinaus das Grundwasser dem Geschiebe des Flußtales nicht mehr zuströmt.

Abb. 1.



In der Natur ist es nicht immer leicht, die Grundwasserscheiden und damit das Einzugsgebiet einwandfrei festzustellen. Dazu kommt noch der weitere Umstand, daß das beispielsweise in dem Geschiebe eines Flußtales vorhandene Grundwasser nicht immer dem Einzugsgebiete entstammt, sondern mitunter durch Spalten direkt aus tieferen Schichten dem Flußtal zugeführt wird, wie dies, wie schon bei der Besprechung über die Entstehung des Grundwassers ausgeführt, von dem Verfasser für das Rheintal und Elbetal nachgewiesen worden ist. Es ist deshalb bei der Schätzung der Grundwassermenge nach dem Einzugsgebiet immer große Vorsicht anzuwenden.

Der Grundwasserspiegel in einem bestimmten Punkte ist in seiner Höhenlage im Laufe der Zeit Schwankungen unterworfen. Diese, Spiegel- oder auch schlechthin Grundwasserschwankungen genannt, vollziehen sich deutlich in langgestreckten Wellen; plötzliche Spiegelschwankungen beim Grundwasser sind in der Regel auf äußere Einflüsse zurückzuführen. Die Spiegelschwankungen des Grundwassers in einem bestimmten Punkte während einer gewissen Zeitperiode nennt man den Gang des Grundwassers, den man durch Auftragen der bezüglichen Spiegelbeobachtungen zeichnerisch darstellen kann.

Wichtig für die Beurteilung der Grundwassermenge ist die Feststellung, ob mit den Schwankungen des Grundwasserspiegels auch Veränderungen des Gefälles des Grundwasserstromes verbunden sind. Um diese Frage zu entscheiden, trägt man das Längenprofil des Grundwasserstromes für verschiedene Grundwasserstände auf.

In nachstehenden Abb. 2 und 3 stellt AB das Längenprofil des Grundwassers für einen höheren, A_1B_1 das Längenprofil für einen niederen Grundwasserstand dar. Bezeichnet α und α_1 den Neigungswinkel der Grundwasserlinie gegen den Horizont, tg α und tg α_1 das Gefälle des Grundwasserspiegels bei höheren und niederen Wasserständen, so hat sich, wenn

$$\alpha = \alpha_1$$

ist, der Grundwasserspiegel bei seiner Senkung, wie in Abb. 2 dargestellt, parallel zu sich selbst verschoben, und es entspricht die durch die Senkung des Wasserspiegels herbeigeführte Verminderung der Durchflußmenge nur der Verminderung des Durchflußprofiles um die Spiegelsenkung AA_1 oder BB_1. Ist aber, wie Abb. 3 zeigt,

$$\alpha > \alpha_1,$$

so ist mit der Spiegelsenkung auch eine Verminderung des Gefälles eingetreten, und die Durchflußmenge nimmt nicht mehr der Abnahme des Profils allein, sondern auch der Verminderung des Gefälles entsprechend ab.

Abb. 2.

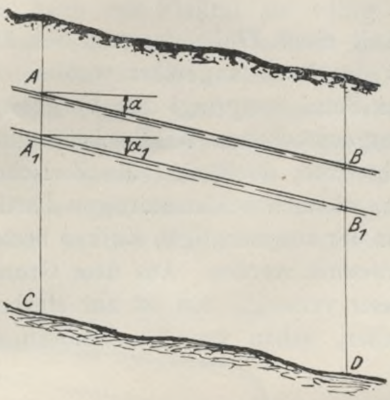
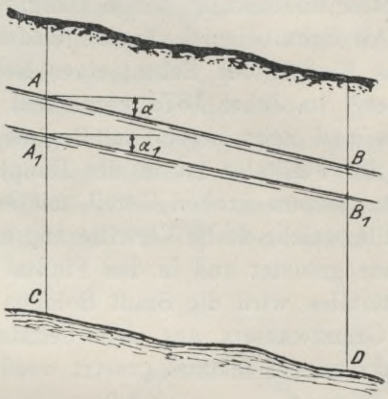


Abb. 3.



Tritt das Grundwasser infolge natürlicher Verhältnisse ohne jeden künstlichen Eingriff zutage, so entstehen Quellen; das Grundwasser im Augenblick seines Überganges zu Tagwasser wird also Quellwasser genannt. Die beiden Bezeichnungen Quell- und Grundwasser bedeuten daher sachlich dasselbe und unterscheiden sich nur durch die Verschiedenheit in der Erscheinungsform.

Für die Feststellung der Erscheinungsform des Grundwassers ist die Aufnahme des Grundwasserspiegels in Horizontalkurven (Isohypsen) erforderlich. Aus dieser Spiegelaufnahme in Grundwasserhorizontalen ist ohne weiteres ersichtlich, ob man es mit einem Grundwasserbecken oder einem Grundwasserstrom zu tun hat; für den letzteren Fall gibt die Aufnahme in Grundwasserhorizontalen Aufschluß über die Richtung und das Gefälle des Grundwasserstromes, und zwar ergibt sich erstere als Normale auf die Grundwasserkurven, letzteres aus den Abständen der Grundwasserkurven voneinander.

§ 3. Wechselwirkung zwischen Tag- und Grundwasser.

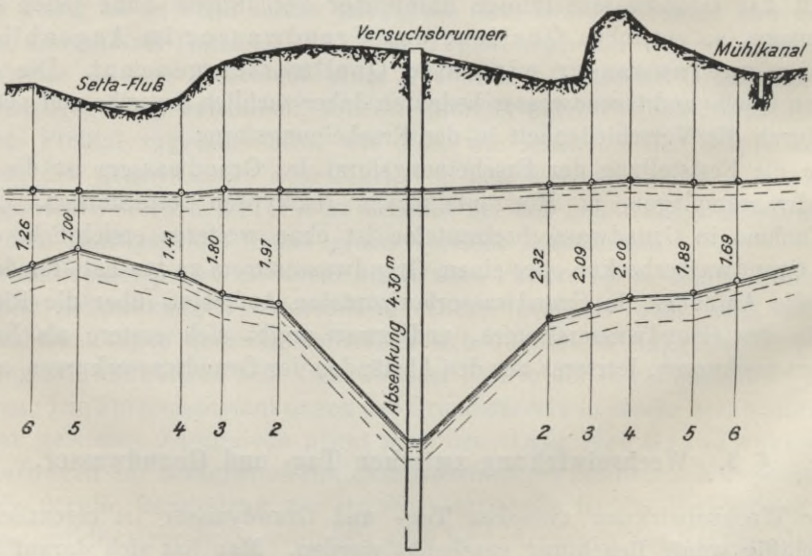
Der Wechselwirkung zwischen Tag- und Grundwasser ist eigentlich bis jetzt verhältnismäßig wenig Beachtung geschenkt worden. Man hat sich darauf beschränkt, diese Wechselwirkung festzustellen, ohne auf die Einzelheiten einzugehen und insbesondere, ohne weiter zu forschen, in welcher Weise durch diese Wechselwirkung Grundwasser in Tagwasser oder umgekehrt, Tagwasser in Grundwasser übergeführt wird. Diese Wandlung und die Feststellung der maßgebenden Merkmale für die Erkenntnis einer solchen Wandlung sind aber entschieden von so praktischer Bedeutung, daß es erforderlich erscheint, die Wechselwirkung zwischen Tag- und Grundwasser in ihren Vorgängen näher zu beleuchten.

In toten Tälern, d. h. in solchen Tälern, welche keine oberflächlichen Wasserläufe zeigen, und in den wasserführenden Schichten in Gebieten, die von Flüssen weit entfernt liegen, bleibt das Grundwasser ohne jede Berührung mit dem Tagwasser, das ist mit den oberflächlichen Fluß- und Bachläufen, wird also von diesen letzteren in keiner Weise beeinflußt.

In Flußtälern, wo sich der Fluß in seinem Bette, das Grundwasser aber in den das Bett bildenden Bodenschichten, in der Regel Geschieben, bewegt, wird eine Wechselwirkung zwischen Grund- und Tagwasser eintreten müssen, wenn das Flußbett durchlässig ist. Bei undurchlässigem Bette ist dies jedoch nicht der Fall, und kann das Grundwasser in solchen Fällen trotz der unmittelbaren Nachbarschaft des Flußwassers von diesem unabhängig seinen Gang vollziehen.

Als Schulbeispiel für die Undurchlässigkeit eines Flußbettes und des Flußtales soll das Flußtal des Setta, eines Nebenflusses des Reno angeführt werden, das der Verfasser[1]) im Jahre 1878 untersucht hat. Der Setta entspringt den Vorgebirgen des Apennin und zeigt in seinem Regime einen ausgesprochenen Wildbachcharakter; das Geröll des Flußtales ist in der Hauptsache sehr grob, doch sind die Zwischenräume zwischen diesem groben Geröll mit sehr feinen, vielfach schlammartigen Partikelchen ausgefüllt, welche durch Verwitterung und Erosion der aus mergligen Kalken bestehenden Talwände gebildet und in das Flußtal eingeschwemmt werden. Aus dem Grundwasser des Settatales wird die Stadt Bologna mit Wasser versorgt, und ist zur Herbeileitung dieses Grundwassers aus dem Settatale ein alter, schon von den Römern erbauter Aquädukt wieder instand gesetzt worden.

Abb. 4.



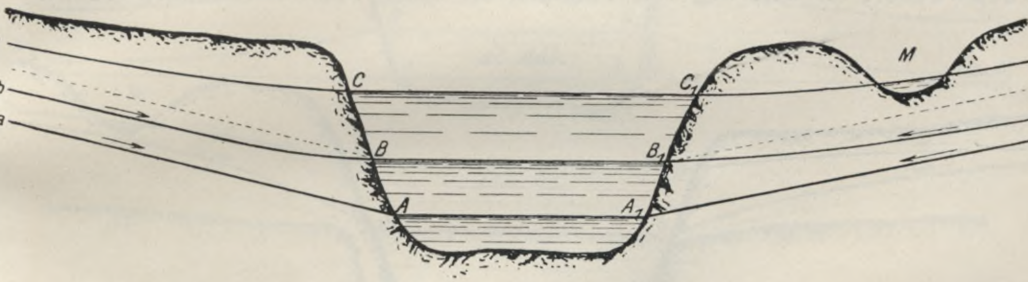
Die vorstehende Abb. 4 zeigt einen Querschnitt durch das Flußtal von dem Versuchsbrunnen aus normal auf die Flußrichtung gelegt, und sind in dieses Querprofil die unbeeinflußten Grundwasserstände, sowie die Wasserstände des Flusses und des von demselben abgezweigten Mühlkanals eingetragen. Bei dem im Jahre 1878 durchgeführten Pumpversuch wurde der Grundwasserspiegel im Versuchsbrunnen um 4,3 m abgesenkt, und

[1]) O. Smreker. Zur Frage der Wassergewinnung durch natürliche Filtration, Journal für Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung, 1899.

ist im Querprofil die dieser Absenkung entsprechende Depressionskurve eingezeichnet, welche, ebenso wie der unabgesenkte Grundwasserspiegel, unter dem Fluß- und unter dem Kanalwasserspiegel verläuft, ohne von diesen Oberflächenwässern in irgendeiner Weise beeinflußt zu werden. Die mächtigen Hochwässer, die der Setta seinem Wildbachcharakter entsprechend nach heftigen Regengüssen führt, überschwemmen zeitweilig das ganze Flußtal, so daß der Versuchsbrunnen, der zu einem Gliede der endgültigen Wasserfassung wurde, wasserdicht über Hochwasser geführt werden mußte. Diese Überschwemmungen des Flußtales sind ebenfalls ohne Einfluß auf den Grundwasserspiegel, wie die Feststellungen bei den Vorarbeiten und Erfahrungen eines nun länger als 30-jährigen Betriebes gezeigt haben, so daß in dem vorliegenden Falle sowohl das Flußbett wie auch das Flußtal als völlig wasserundurchlässig angesehen werden können.

Bei durchlässigem Flußbett ist die Wechselwirkung zwischen Flußwasser und dem in den Talgeschieben befindlichen Grundwasser verschieden, je nachdem im Flußtal von dem Flusse unabhängiges Grundwasser vorhanden ist oder nicht. Ist ein unabhängiger Grundwasserstrom vorhanden, so wird derselbe, solange sein Spiegel höher als der Wasserstand im Flusse ist, sein Wasser an den letzteren abgeben, während bei höheren Wasserständen des Flusses ein Rückstau des Grundwassers stattfindet, ohne daß Flußwasser in den Untergrund trotz der Durchlässigkeit des Bettes eintritt. Ist im

Abb. 5.



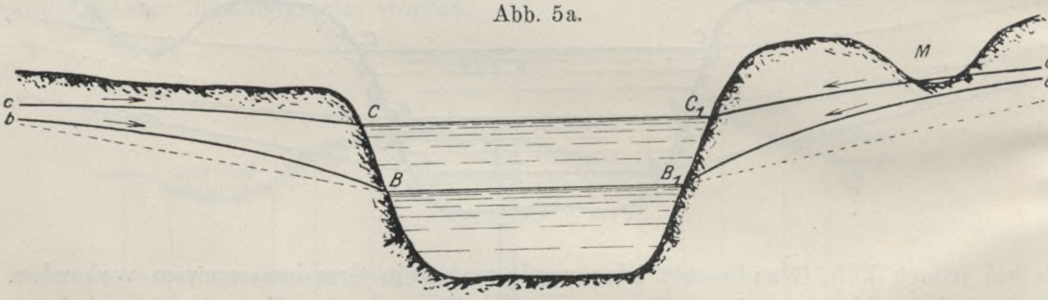
Flußtal jedoch kein Grundwasser oder wenigstens kein Grundwasserstrom vorhanden, so tritt bei durchlässigem Bette Wasser aus dem Flusse in den Untergrund, wobei das auf diese Weise in Grundwasser verwandelte Flußwasser durch die filtrierende Wirkung der Bodenschichten gereinigt wird und bei längerer Bewegung im Untergrunde auch die Temperatur desselben näherungsweise annimmt.

Eine Anschwellung des Flusses bewirkt auch hier ein Ansteigen des Grundwassers, während bei sinkendem Wasserstande des Flusses das in den Untergrund eingetretene Flußwasser zum Teil wieder rückläufig dem Flusse zuströmt.

In unmittelbarer Nähe des Ufers vollzieht sich der Gang des Grundwassers vollständig parallel dem Gange der Flußwasserstände, d. h. das Grundwasser steigt und fällt mit dem Flusse, gleichgültig, ob ein vom Fluß unabhängiger Grundwasserstrom vorhanden ist oder nicht. In einiger Entfernung vom Flusse jedoch wird das Verhalten anders, und es ist von besonderer Wichtigkeit, dieses Verhalten festzustellen, da man daraus den Nachweis erbringen kann, ob Flußwasser in den Untergrund eintritt oder nicht, eine Feststellung, die von besonderem Werte ist, wenn es sich darum handelt, Grundwasserfassungsanlagen in der Nähe von Flußläufen anzuordnen.

In Abb. 5 ist das Profil durch ein Flußbett veranschaulicht, in dessen Ufergelände sich ein vom Fluß unabhängiger Grundwasserstrom befindet, der an beiden Ufern nach dem Flusse zu gerichtet ist. Bei dem Niederwasserstand AA_1 im Flusse sind die Linien Aa und $A_1 a_1$ die Grundwasserspiegel im Ufergelände, die an beiden Ufern nach dem Flusse zu gerichtet sind. Geht der Flußwasserstand von dem Niederwasser AA_1 zu dem Mittelwasserstand BB_1 über, so wird sich der Grundwasserspiegel nach den Linien Bb und $B_1 b_1$ einstellen, die zunächst zwar ein geringeres Gefälle haben als Aa und $A_1 a_1$, aber doch nach dem Flusse zu Gefälle besitzen, da das Grundwasser immer noch das Bestreben hat, in den Fluß einzutreten. Dabei ist vorausgesetzt, daß die dem Grundwasser eigentümliche, nach dem Flusse gerichtete Geschwindigkeit immer größer bleibt, als die durch das Steigen des Flußwasserspiegels hervorgerufene Tendenz des Flußwassers, in den Untergrund einzutreten. Dauert der Mittelwasserstand genügend lange, so wird die Gefällslinie des Grundwasserspiegels sich immer steiler aufrichten, bis sie den Spiegellinien Aa und $A_1 a_1$ parallel wird, womit die Grenzlage erreicht ist. Bei weiterem Steigen bis zur Hochwasserlinie CC_1 wiederholt sich dieses Spiel, nur mit dem Unterschiede, daß die Hochwasserwelle und damit auch der höchste Flußwasserstand in der Regel nur kurze Zeit andauert, und deshalb die Grundwasserspiegellinien Cc und $C_1 c_1$ fast nie das Gefälle des Grundwassers bei mittleren und kleineren Flußwasserständen erreichen. Zeigt das Ufergelände Einsenkungen, wie beispielsweise bei M, so wird bei sehr hohen Grundwasserständen in diesen Einsenkungen Grundwasser zutage treten und Pfützen bilden, die erst mit dem sinkenden Grundwasser wieder verschwinden; hierdurch ist das Auftreten von sogenanntem Druckwasser, oft weit weg vom Flußufer, bei hohen Flußwasserständen erklärt.

Abb. 5a.



Geht nun der Wasserstand, wie in Abb. 5a veranschaulicht, von dem Hochwasserstand CC_1 wieder zum Mittelwasserstand BB_1 zurück, so wird das Grundwasser aus dem Ufergelände mit vermehrter Geschwindigkeit dem Flusse zuströmen, und die Grundwasserspiegel werden sich nach den Linien Bb und $B_1 b_1$ ausbilden, die größeres Gefälle zeigen, als das Grundwasser bei lange andauernden niederen oder mittleren Flußwasserständen.

Charakteristisch für das Vorhandensein eines vom Flusse unabhängigen Grundwasserstromes ist daher die Erscheinung, daß beim Steigen und Fallen des Flusses der Grundwasserspiegel zwar das Steigen und Fallen mitmacht, aber in allen Lagen Gefälle nach dem Flusse zeigt, so daß also immer ein Abströmen des Grundwassers nach dem Flusse zu stattfindet, wenn dasselbe auch beim Ansteigen des Flusses durch den Aufstau bezüglich seiner Geschwindigkeit eine Verminderung erfährt. In diesem Falle wird also das Grundwasser in dem Ufergelände immer vom Flusswasser unabhängig bleiben, ein Eintreten des letzteren in den Untergrund also nicht stattfinden.

In Abb. 6 ist das Profil durch ein Flußtal dargestellt, in welchem nur vom Flusse stammendes Grundwasser vorhanden ist. Bezeichnet AA_1 den Flußwasserstand bei Niederwasser, so werden die Linien Aa und $A_1 a_1$, die den Grundwasserspiegel im

Beharrungszustand zeigen, nahezu horizontal sein. Geht der Flußwasserstand vom Niederwasser auf den Mittelwasserstand BB_1 über, so wird infolge der durchlässigen Ufer Flußwasser in den Untergrund eintreten, und die Linien Bb und B_1b_1 werden die Grundwasserspiegel im Ufergelände darstellen. Diese Grundwasserspiegellinien haben entsprechend der Bewegung des Wassers nach dem Ufer zu Gefälle vom Fluß landeinwärts. Hält der Mittelwasserstand im Fluße längere Zeit an, so wird sich die Gefällslinie immer mehr verflachen, bis sie die Horizontale als Grenzlinie erreicht. Dieser Vorgang zeigt das gerade Gegenteil wie derjenige beim Vorhandensein von unabhängigem Grundwasser, dessen Spiegelgefälle immer nach dem Flusse zu gerichtet ist und bei länger andauerndem Beharrungszustande im Flusse bis zum ursprünglichen Grundwassergefälle anwächst. Bei einem weiteren Steigen des Flusses bis zum Hochwasserstand CC_1 wiederholt sich derselbe Vorgang wie beim Übergang vom Niederwasser zum Mittelwasser, nur wird auch hier angesichts der kurzen Dauer der Hochwasserwelle ein Beharrungszustand beim Hochwasser nicht eintreten.

Abb. 6.

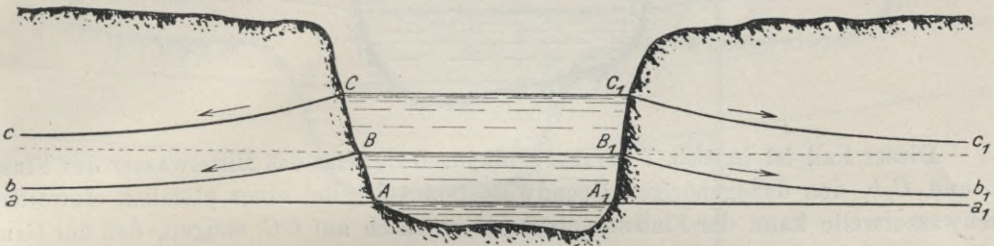
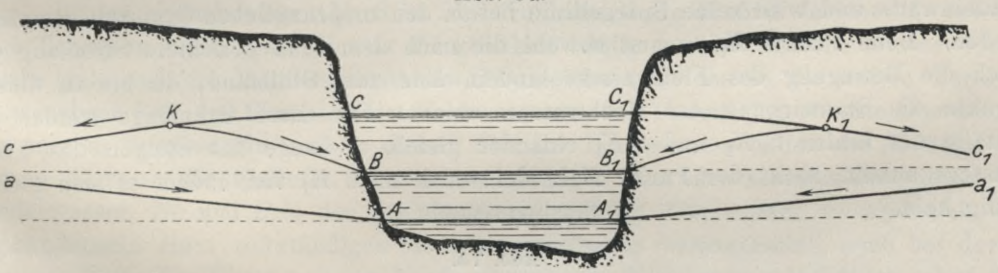


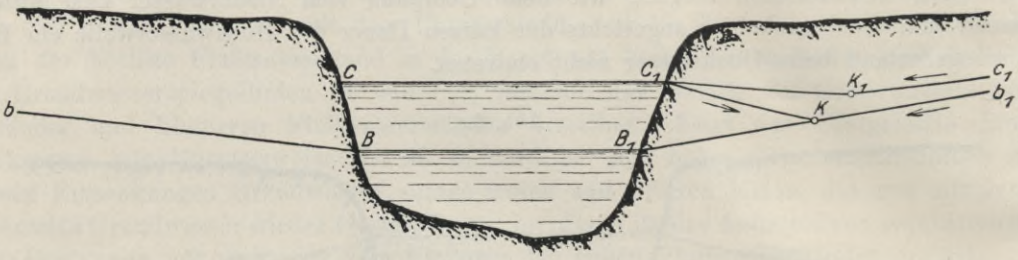
Abb. 6a.



In Abb. 6a ist der Rückgang vom Hochwasser CC_1 zum Mittelwasserstand BB_1 veranschaulicht. Mangels eines andauernden Beharrungszustandes bei Hochwasser bleibt das Grundwasserspiegelgefälle Cc und C_1c_1 noch landeinwärts gerichtet, wenn in der Nähe des Flusses durch das Zurückgehen des Flußwasserspiegels auf den Mittelwasserstand BB_1 bereits ein Rücklauf des Grundwassers nach dem Flusse zu stattfindet. Es bilden sich demnach in den Spiegellinien die Gefällsbrechpunkte K und K_1 aus, von welchen das Grundwasser sowohl nach dem Flusse wie landeinwärts zu sich bewegt. Diese Brechpunkte wandern vom Flußufer landeinwärts, senken sich dabei aber, bis der Grundwasserspiegel bei andauerndem Mittelwasserstand wieder als Grenzlage in die Horizontale des Mittelwassers übergeht. Es sind deshalb die Kulminationspunkte K und K_1, deren Vorhandensein bei sorgfältiger Beobachtung der Grundwasserspiegel im Vergleich mit dem Flußwasserspiegel in jedem besonderen Falle durch einige Versuchsbohrlöcher ohne Schwierigkeit festzustellen ist, als ein untrügliches Merkmal für das Eintreten des Flußwassers in den Untergrund anzusehen. Sinkt der Fluß weiter bis zum Niederwasserstand AA_1, so werden die Spiegellinien Aa und A_1a_1 auf beiden Ufern ein Gefälle nach dem Flusse zeigen, da die rückläufige Bewegung des Grundwassers landeinwärts nur so lange andauert, als das Grundwasser im Ufergelände höhere Wasserstände zeigt als der Fluß.

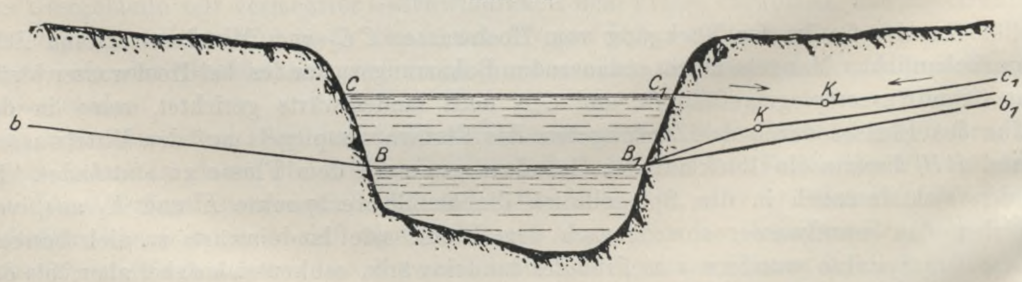
Besitzt der im Ufergelände vorhandene Grundwasserstrom nur eine geringe Durchflußmenge und dementsprechend auch ein geringes nach dem Ufer zu gerichtetes Gefälle, so kann bei ganz plötzlich auftretenden Anschwellungen im Flusse der Fall eintreten, daß die Stauwirkung des Grundwasserstromes nicht mit dem Steigen des Flußwasserspiegels Schritt hält, so daß das Flußwasser gewissermaßen über das Grundwasser hinweg in den Untergrund tritt.

Abb. 7.



Dieser Fall ist in Abb. 7 veranschaulicht. BB_1 zeigt das Mittelwasser des Flusses, Bb und B_1b_1 den dazugehörigen Grundwasserspiegel. Bei einer plötzlich eintretenden Hochwasserwelle kann der Flußwasserspiegel so rasch auf CC_1 steigen, daß der Grundwasserspiegel im Stau nicht nachfolgen kann. In diesem Falle wird das Flußwasser in den Untergrund eintreten. Das eintretende Wasser hat Gefälle und Spiegelrichtung landeinwärts und wird seine Spiegellinie bei K den ursprünglichen Grundwasserspiegel treffen. Beim Punkte K_1 kommt sowohl die nach dem Fluß gerichtete Strömung wie auch die Bewegung des Flußwassers landeinwärts zum Stillstand, da bis zu diesem Punkte die Stauwirkung des Hochwassers reicht. Für diese Grenzlage werden die Gefälle der Linien C_1K_1 und c_1K_1 einander gleich. Solange das Steigen des Flußwassers anhält, rückt der Punkt K landeinwärts nach K_1 vor, indem er sich gleichzeitig hebt.

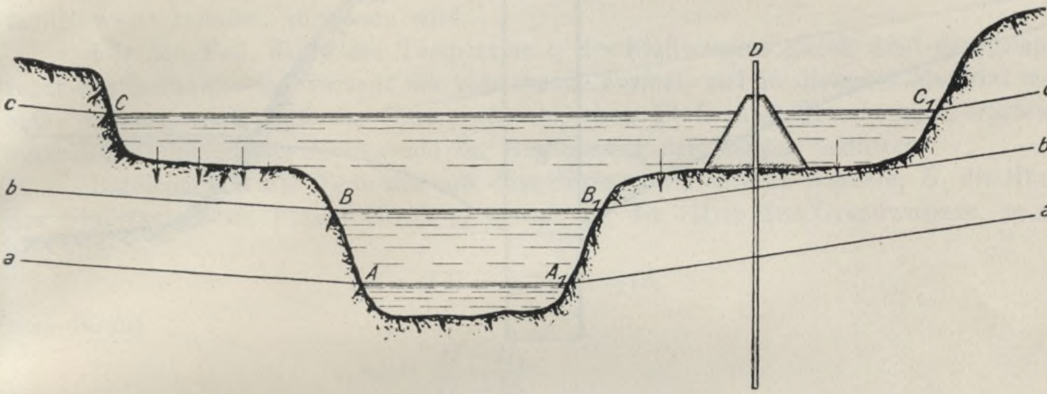
Abb. 7a.



Tritt ein Fallen des Flußwasserspiegels ein, so wird dieser Punkt K_1, wie in Abb. 7a dargestellt, wieder zum Flusse nach K zurückrücken, und bis zum Eintritt des Beharrungszustandes bleibt der Brechpunkt des Gefälles, das von K gegen den Fluß stärker wird, bestehen. Bei andauerndem Mittelwasser wird sich die Gefällslinie des Grundwassers in die ursprünglichen Spiegellinien Bb und B_1b_1 einstellen. Man hat in diesem Falle also auch ein Eintreten von Flußwasser in den Untergrund, aber nur auf eine gewisse Entfernung vom Flusse ab, und zwar so weit, als der Punkt K landeinwärts wandert. Über diesen Punkt hinaus wird das Grundwasser zwar das Steigen und Fallen mitmachen, aber im übrigen als Grundwasser vom Flußwasser unabhängig bleiben. Dieser letzt geschilderte Fall kommt in der Wirklichkeit nicht häufig vor, weil die Erfahrung zeigt, daß sich Flußbette mit geringem, seitlichem Grundwassereintritt sehr bald einseitig dichten, d. h. wohl das Grundwasser aufnehmen, aber einen Eintritt des Flußwassers nicht gestatten, also die Durchlässigkeit in bezug auf Flußwasser verlieren.

Ein weiterer in der Wirklichkeit häufiger Fall der Einwirkung des Flußwassers auf das Grundwasser tritt bei Überschwemmung des Ufergeländes in Erscheinung.

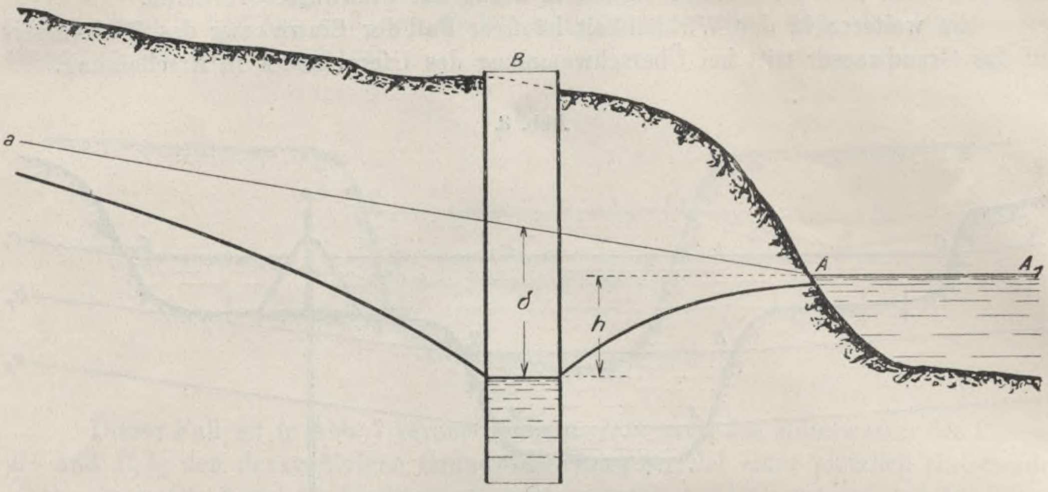
Abb. 8.



In der vorstehenden Abb. 8 ist ein Profil durch ein Flußtal dargestellt, welches zwei Terrassen besitzt, wie dies in Wirklichkeit häufig zutrifft. Für die Niederwasserstände AA_1 und die Mittelwasserstände BB_1 reicht noch das in die untere Terrasse eingegrabene Bett des Flusses, beim Hochwasserstand CC_1 tritt jedoch eine Überflutung der unteren Terrasse ein, und in diesem Fall des Hochwassers bilden die Abhänge der oberen Terrasse die Flußufer. Bezeichnet Aa und A_1a_1 den Grundwasserspiegel bei Niederwasser, Bb und B_1b_1 den Grundwasserspiegel bei Mittelwasser, so wird sich, das Vorhandensein eines selbständigen Grundwasserstromes vorausgesetzt, auch bei durchlässigem Bette der Übergang vom Niederwasser zum Mittelwasser vollziehen, ohne daß das Grundwasser des Ufergeländes eine Beeinflussung durch das Flußwasser, abgesehen von dem Steigen und Fallen, erfährt. Tritt Hochwasser ein, welches die untere Terrasse überflutet, so wird, wenn die Oberfläche der Terrasse nicht wasserundurchlässig ist, das Flußwasser in den Untergrund eintreten und sich in vertikaler Bewegung nach abwärts mit dem Grundwasser mischen und dasselbe unter Umständen in schädlicher Weise beeinflussen, da das dem Grundwasser beigemischte Flußwasser nur ungenügend gereinigt ist und auf dem kurzen Wege auch seine Temperatur wenig oder gar nicht geändert hat. Eine bei D angeordnete Grundwasserfassungsanlage wird, wenn sie auch in ihrem oberen Teile wasserdicht über das Hochwasser hinaus geführt und durch Anschüttungen gegen das Flußwasser geschützt wird, doch Wasser entnehmen, das durch Flußwasser beeinflußt ist, da es schwer ist, von vornherein festzustellen, bis zu welcher Tiefe die Beeinflussung durch Flußwasser reicht. Man wird in einem solchen Falle eine Grundwasserfassungsanlage nur dann einwandfrei gegen Flußwasser sichern können, wenn man dieselbe auf der Hochterrasse anordnet.

Wie das Flußwasser unter Umständen bei durchlässigem Flußbette vermöge seiner Spiegeldifferenzen in den Untergrund eintreten kann, so kann man diesen Eintritt von Flußwasser künstlich auch dadurch herbeiführen, daß man am Ufer des Flusses eine Fassungsanlage, beispielsweise einen Brunnen, errichtet und den Wasserspiegel in diesem Brunnen unter den Flußwasserspiegel absenkt.

Abb. 9.



Bezeichnet in der vorstehenden Abb. 9 AA_1 den mittleren Flußwasserstand, Aa den diesem Wasserstand entsprechenden Grundwasserspiegel, B einen am Flußufer abgeteuften Brunnen, dessen Wasserspiegel um die Größe δ gegenüber dem Grundwasserspiegel und um die Größe h gegenüber dem Flußwasserspiegel abgesenkt worden ist, so wird, da der abgesenkte Grundwasserspiegel am Ufer unter dem Wasserspiegel AA_1 des Flusses bleibt, bei durchlässigem Bette ein Eintreten von Flußwasser in den Brunnen stattfinden. Die Art und Weise, in welcher sich die aus dem Brunnen geförderte Wassermenge Q der Menge nach aus Fluß- und Grundwasser zusammensetzt, läßt sich direkt aus den Spiegelabsenkungen nicht berechnen. Näherungsweise ist aber eine solche Bestimmung aus dem Vergleich der Temperaturen des geförderten Wassers mit den Temperaturen des Grundwassers und den Temperaturen des Flußwassers oder auch, wenn das Flußwasser und das Grundwasser verschiedene Härten zeigen, wie es in der Regel der Fall ist, aus dem Vergleich dieser Härtegrade mit der Härte des geförderten Wassers möglich.

Bezeichnet q_1 den Anteil des Flußwassers an der aus dem Brunnen geförderten Wassermenge Q,

q_2 den Anteil des Grundwassers an dieser Fördermenge,

t die Temperatur des aus dem Brunnen geförderten Wassers,

t_1 die Temperatur des Flußwassers unmittelbar vor seinem Eintritt in den Brunnen,

t_2 die Temperatur des Grundwassers in entsprechender Entfernung vom Brunnen landeinwärts gemessen, so ergibt sich

$$Q = q_1 + q_2$$
$$Qt = q_1 t_1 + q_2 t_2\,,$$

daraus berechnen sich die Anteile des Fluß- und Grundwassers an der Förderung zu

$$q_1 = Q \cdot \frac{t - t_2}{t_1 - t_2}$$

$$q_2 = Q \cdot \frac{t - t_1}{t_2 - t_1} = Q \cdot \frac{t_1 - t}{t_1 - t_2}.$$

Die Temperatur t_1 des Flußwassers am Brunnenrande stimmt nicht überein mit der Temperatur des Wassers im Flusse selbst, unterscheidet sich vielmehr von dieser durch die infolge der Bewegung des Flußwassers im Untergrunde bis an die Brunnenwandung bewirkte Temperaturänderung. Diese Temperatur wird am besten in einem in der Nähe der Brunnenwandung abgeteuften Beobachtungsbohrloch gemessen, während die Temperatur des Grundwassers ebenfalls in einem solchen Bohrloch, das sich aber vom Brunnen landeinwärts befindet, abgelesen wird.

Für den Fall, daß diese Temperatur t_1 des Flußwassers gleich wird der Temperatur des Grundwassers, versagt die vorstehende Formel, und in diesem Falle wird man sich, vorausgesetzt, daß die Härtegrade zwischen Fluß- und Grundwasser erheblich verschieden sind, dieser Härtegrade zur Bestimmung der Mengen bedienen.

Bezeichnet H die Härte des aus dem Brunnen geförderten Wassers, H_1 die Härte des Flußwassers im Flusse direkt gemessen, H_2 die Härte des Grundwassers, so ergibt sich

$$Q H = q_1 H_1 + q_2 H_2$$

und daraus

$$q_1 = Q \cdot \frac{H - H_2}{H_1 - H_2}$$

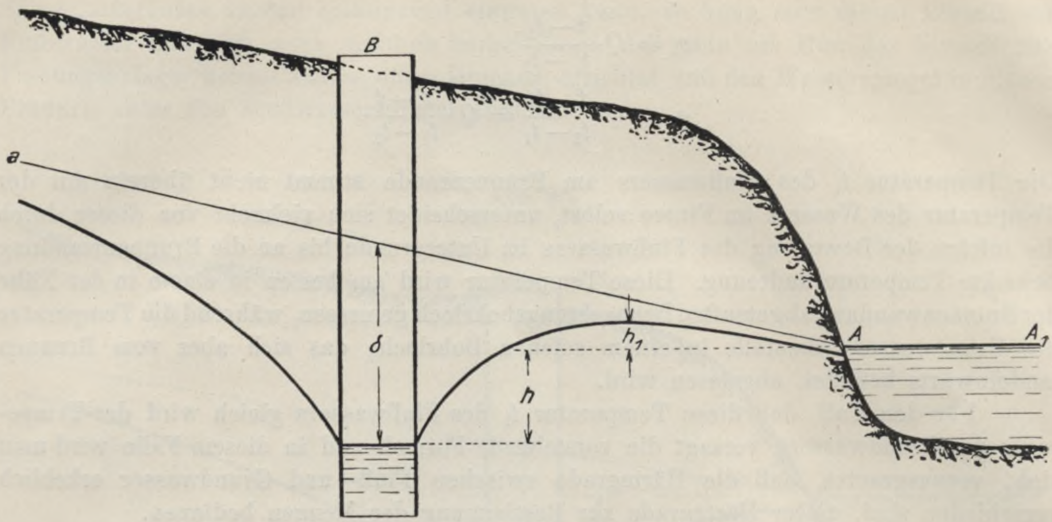
$$q_2 = Q \cdot \frac{H - H_1}{H_2 - H_1} = Q \cdot \frac{H_1 - H}{H_1 - H_2}.$$

An Stelle der Härte können unter Umständen andere mineralische Bestandteile, beispielsweise der Chlorgehalt treten. Versuche, aus den verschiedenen Keimgehalten die anteilige Wassermenge zu berechnen, sind deshalb nicht zulässig, weil der Keimgehalt im Flußwasser ungemein wechselt, und der Keimgehalt auch durch die Bewegung des Flußwassers im Untergrunde beeinflußt wird, ohne daß man sich über den Umfang dieser Beeinflussung Rechenschaft zu geben vermag. Deshalb müssen Berechnungen, die auf Grundlage der Keimzahlen aufgestellt werden, zu unbrauchbaren Ergebnissen führen.

Der Umstand, daß ein Brunnen sich nahe am Ufer eines Flusses oder Sees befindet, bedingt aber durchaus nicht immer, daß — selbst durchlässige Ufer vorausgesetzt — bei dem Betrieb des Brunnens unter allen Umständen Fluß- oder Seewasser in den Brunnen eintritt.

Die nachstehende Abb. 10 veranschaulicht den Fall, daß die Durchflußmenge des dem Flusse zuströmenden Grundwassers so groß ist, daß selbst bei der Absenkung des Brunnenwasserspiegels um die Größe δ unter den ursprünglichen Grundwasserspiegel und um die Größe h unter den Flußwasserspiegel AA_1 der abgesenkte Grundwasserspiegel, d. h. die Depressionsfläche zwischen dem Brunnen und dem Flusse, sich noch um die Höhe h_1 über den Flußwasserspiegel erhebt. Aus dieser Form der Depressionsfläche folgt mit absoluter Sicherheit, daß ein Teil des Grundwassers noch um den Brunnen herum dem Flusse zuströmt, ein Zuströmen von Flußwasser nach dem Brunnen aber ausgeschlossen ist.

Abb. 10.



Auf der Möglichkeit, Fluß- oder Seewasser durch entsprechende Spiegelsenkungen in Fassungsanlagen, die an durchlässigen Fluß- oder Seeufern angeordnet werden, eintreten zu lassen, beruht die Gewinnung von Fluß- oder Seewasser durch die sogenannte »natürliche Filtration«. Wie der Name sagt, ist dabei stillschweigend vorausgesetzt, daß das Flußwasser bei seiner Bewegung durch die zwischen Fluß und Fassungsanlage befindlichen durchlässigen Schichten eine Reinigung erfährt, also filtriert wird, und zwar wird diese Filtration eine natürliche genannt, weil sie sich von selbst ohne künstliche Vorkehrungen oder Eingriffe vollzieht.

Der Laie, dem die verwickelten gegenseitigen Beziehungen zwischen Fluß- und Grundwasser unbekannt sind, sieht in der Regel das gesamte in dem Flußtal vorhandene Grundwasser als dem Fluß entstammend an und ist daher geneigt, ohne weiteres anzunehmen, daß an den Ufern von Flüssen oder Seen unter allen Umständen natürlich filtriertes Fluß- oder Seewasser zu gewinnen sein wird. Die ungünstigen Erfahrungen, die man mit solchen Anlagen, beispielsweise in Wien bei der Kaiser Ferdinand-Wasserleitung, in Lyon und Toulouse gemacht hat, lassen aber darauf schließen, daß für die Gewinnung von natürlich filtriertem Fluß- oder Seewasser die Durchlässigkeit der Flußufer allein nicht genügt, sondern daß hierfür noch andere Voraussetzungen erforderlich sind. Prüft man den Vorgang der natürlichen Filtration auf Grund der bisherigen Erfahrungen, so findet man, daß für die Möglichkeit einer solchen Filtration die nachstehenden drei Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein müssen:

1. durchlässiges Bett des Flusses oder Sees,
2. Vorhandensein von durchlässigen und gleichzeitig filtrierenden Schichten im Untergrund zwischen Ufer und Fassungsanlage,
3. andauernde Wirksamkeit der Filterfläche, bzw. selbsttätige Reinigung derselben.

Zunächst ist zu bemerken, daß die erste der Bedingungen, das ist Durchlässigkeit des Flußbettes, durchaus nicht die Regel ist, sondern in jedem besonderen Falle erst festgestellt werden muß. Verfasser dieses[1]) hat an einer Reihe von Beispielen gezeigt,

[1]) O. Smreker. Zur Frage der Wassergewinnung durch natürliche Filtration. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1899.

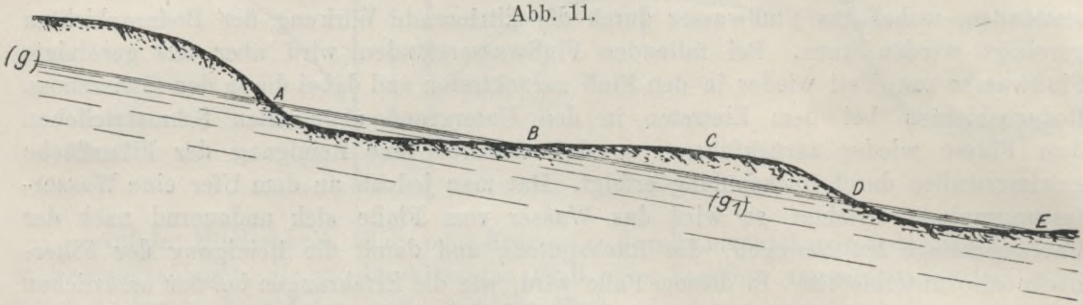
daß Fluß- und Seeufer in vielen Fällen entweder vollständig dicht oder wenigstens einseitig dicht gegen das Austreten von Flußwasser sind, während Grundwasser in den Fluß eintreten kann. Die zweite Bedingung, das Vorhandensein von wasserdurchlässigen und gleichzeitig filtrierenden Schichten, wird bei geschiebeführenden Flüssen, deren Täler in der Regel aus Sand- und Kiesschichten von wechselndem Korn bestehen, erfüllt sein, da das Vorhandensein dieser Schichten ja auch gleichzeitig Voraussetzung für das Vorhandensein von Grundwasser im Flußtale ist.

Die dritte Voraussetzung, die andauernde Wirksamkeit der Filterfläche, kann nur erfüllt sein, wenn durch den Fluß selbst eine Reinigung der Filterschichten erfolgt. Solange der Fluß sich selbst überlassen ist, wird bei durchlässigem Ufer und wachsenden Flußwasserständen ein Eintreten von Flußwasser in den Untergrund unter Umständen stattfinden, wobei das Flußwasser durch die filtrierende Wirkung der Bodenschichten gereinigt werden kann. Bei fallenden Flußwasserständen wird aber das gereinigte Flußwasser zum Teil wieder in den Fluß zurücktreten und dabei die in den filtrierenden Bodenschichten bei dem Eintreten in den Untergrund abgesetzten Schmutzteilchen dem Flusse wieder zurückführen, so daß dadurch eine Reinigung der Filterfläche gewissermaßen durch Rückspülung erfolgt. Hat man jedoch an dem Ufer eine Wasserfassungsanlage errichtet, so wird das Wasser vom Fluße sich andauernd nach der Fassungsanlage hin bewegen, die Rückspülung und damit die Reinigung der Filterfläche also unterbleiben. In diesem Falle wird, wie die Erfahrungen bei den natürlichen Filtern zeigen, nach Ablauf einer gewissen Zeit eine Verstopfung der Filterfläche eintreten und damit der Zufluß von natürlich filtriertem Flußwasser langsam abnehmen und schließlich ganz aufhören. Man kann durch entsprechende Anordnung der Fassungsanlage, Herabminderung der Eintrittsgeschwindigkeit wohl die Zeitdauer der Wirksamkeit erhöhen und den Zustand der Verstopfung hinausziehen, man wird aber den Eintritt derselben nicht verhindern können. Die einzige Möglichkeit einer dauernden Wirksamkeit der Filterfläche besteht darin, daß der Fluß von Zeit zu Zeit bei Hochwässern die Oberfläche des Filters durch Mitnahme der Schlammpartikelchen wieder reinigt, oder daß diese Reinigung fortdauernd geschieht durch die Weiterbewegung der zur Filtration dienenden Partikelchen, wie das bei Flüssen mit beweglicher Sohle der Fall ist. Sind nun wirklich ausnahmsweise in einem besonderen Falle die sämtlichen Vorbedingungen für die natürliche Filtration erfüllt, so muß man immer mit der Gefahr rechnen, daß sich die Verhältnisse des Flußbettes durch Hochwasser ändern, und die Selbstreinigung der Filterfläche durch aufgelagerte Kiesbänke ihr Ende erreicht. Man sieht also, daß die Vorbedingungen für eine natürliche Filtration in den seltensten Fällen erfüllt sein werden, und daß man auch in diesen Fällen keine Gewähr für eine ungünstige Änderung der Verhältnisse in der Zukunft hat.

Bei Bachläufen, insbesondere bei solchen auf Hochebenen mit durchlässigem Terrain sieht man häufig die Abflußmenge wechseln, eine Erscheinung, welche auch auf den Zusammenhang des Baches mit dem Grundwasser zurückzuführen ist. Schneidet ein solcher Bach sein Bett in den Grundwasserspiegel ein, so wird er Grundwasser aufnehmen und dadurch seine Abflußmenge vermehren. Hebt sich im weiteren Laufe die Sohle des Baches über den Grundwasserspiegel, so gibt er Wasser an den Untergrund ab, wodurch seine Abflußmenge vermindert wird, und der Bach unter Umständen zum Versiegen gebracht werden kann.

Bezeichnet in nachstehender Abb. 11 $ABCDE$ das Längenprofil der Sohle eines Bachlaufes, gg_1 den Grundwasserspiegel eines sich unter dem Terrain hinziehenden Grundwasserstromes, so kann dieser Bach nach Regengüssen und nach der Schneeschmelze, wenn er gleichzeitig ein gewisses Gebiet entwässert, in seinem ganzen Laufe erhebliche Wassermengen führen. In niederschlagsarmen Zeiten führt der Bach nur das ihm zufließende Grundwasser ab, wobei sich die Verhältnisse erheblich ändern. Bei *A* schneidet die Sohle des Baches unter den Grundwasserspiegel, hier wird also ein Grundwassereintritt erfolgen, und der wird so lange dauern, bis sich bei *B* die Bachsohle wieder über den Grundwasserspiegel erhebt. Zwischen *B* und *C* wird der Bach, dessen Sohle über dem Grundwasserspiegel liegt, seine Wassermenge allmählich in den Untergrund abgeben, so daß er bei *C* vollständig versiegt und zwischen *C* und *D* ein trockenes Rinnsal zeigt. Bei *D* schneidet die Sohle nochmals unter den Grundwasserspiegel, und von hier ab wird der Bach wieder Wasser führen.

Abb. 11.



Eine solche Wechselwirkung zwischen Bach- und Grundwasser findet man bei vielen Wildbächen. Ein lehrreiches Beispiel hierfür bildet der Hachinger Bach, der nach den Messungen von Gümbel im Jahre 1866 und nach den Messungen von Salbach im Jahre 1875 an den verschiedenen Messungsstellen nachstehende Wassermengen abgeführt hat.

1866	cbm pro Min.	1875	cbm pro Min.
An der Kotmühle	5,6	Beim Eintritt in Oberhaching .	6,4
Unterhalb der Bachmühle . .	8,6	Beim Austritt aus Furth . . .	21,0
Im Dorfe Unterhaching . . .	4,9	In Taufkirchen hinter der Kirche	30,0
Im Dorfe Unterbiberg	1,9	Im Dorfe Unterhaching . . .	22,0
In den Wiesen unterhalb . .	1,7	Im Dorfe Unterbiberg	4,6
Im Dorfe Perlach	1,1	Im Dorfe Perlach	4,0

Der Hachinger Bach zeigt zunächst ein Anschwellen und dann ein Abnehmen, welches schließlich zum vollständigen Versiegen des Baches führt.

Für den Hydrologen ist es unzweifelhaft, daß das Bachwasser nach seiner Versickerung wieder Grundwasser geworden ist, und kann man in diesem Falle ein und dasselbe Wasserpartikelchen über Tag als Bach-, unter Tag als Grundwasser ansprechen. Anders gestalten sich die Verhältnisse bei dem Versinken von Flüssen, die oft unterirdisch große Strecken zurücklegen, um dann an einem anderen Orte wieder als Quelle oder direkt als Fluß zutage zu treten. Das Versinken von Flüssen erfolgt entweder durch natürliche Einfalltrichter oder Spalten. Oft sieht man, wie im Karstgebiet, Flüsse in Höhlen verschwinden und dann unterirdisch ihren Lauf fortsetzen. Diese Erscheinungen treten auch in Sandsteingebieten auf und sind im großen und ganzen häufiger, als man anzunehmen geneigt ist. Bekannt ist der Zusammenhang zwischen Donau und Rhein, indem die Donau bei Moehringen und Tuttlingen bei Niederwasser ganz verschwindet, und bei Aach als mächtige Quelle wieder zutage tritt.

Es mag vom Standpunkt des Hydrologen dahin gestellt bleiben, ob man das Wasser eines auf diese Weise in die Tiefe gesunkenen Flusses als Grundwasser ansprechen kann oder nicht, jedenfalls scheint es aber in rechtlicher Beziehung geboten, für diese Wässer besondere Bestimmungen zu treffen.

§ 4. Widerstandsgesetz für die Bewegung des Grundwassers.

Die Bewegung des Grundwassers im Untergrunde erfolgt nach dem Gesetz der Schwere in den nichtkapillaren Zwischenräumen der wasserführenden Schicht. Diese nichtkapillaren Zwischenräume sind aber nicht von gleichem Querschnitte, sondern reihen sich bezüglich ihrer Größe in regelloser Weise, so daß das Grundwasser sich nicht in Kanälen von näherungsweise gleichem Querschnitte bewegt, sondern in Kanälen, die aus einer regellosen Aufeinanderfolge von Hohlräumen von wechselndem Querschnitte bestehen. Dementsprechend können für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers im Untergrunde die für die Bewegung des Wassers in Röhren von gleichmäßigem Querschnitte abgeleiteten Gesetze nicht ohne weiteres Anwendung finden, sondern man wird zunächst bestrebt sein müssen, das für diesen Fall geltende Gesetz abzuleiten.

Verfasser [1]) hat für die Ableitung dieses Gesetzes nachstehenden Weg eingeschlagen:

Bezeichnet v die auf die Länge l des Grundwasserstroms als unveränderlich anzunehmende Geschwindigkeit des Grundwassers,

h die zur Überwindung der Bewegungswiderstände auf diese Länge erforderliche Druckhöhe, so wird man die Abhängigkeit dieser Widerstandshöhe h von der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ nach den Gesetzen der Hydraulik durch die folgende Gleichung zum Ausdruck bringen können

$$h = \xi \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot l,$$

$$\frac{h}{l} = \xi \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Hierbei ist der Beiwert ξ nicht unveränderlich, sondern von der Geschwindigkeit v abhängig, also

$$\xi = f(v).$$

Aus den Ergebnissen der von A. Thiem in Straßburg und Endres in Augsburg für die Wasserversorgung der genannten Städte ausgeführten, eingehenden Pumpversuche hat der Verfasser in der oben erwähnten Abhandlung die Abhängigkeit des Widerstandskoeffizienten ξ von der Geschwindigkeit v des Grundwassers untersucht und das Gesetz für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers in folgender Form abgeleitet:

Bewegt sich das Grundwasser mit konstanter Geschwindigkeit v in der wasserführenden Schicht, so ist die zur Überwindung der Bewegungswiderstände auf einer Wegstrecke von der Länge l erforderliche Druckhöhe h proportional der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$, dem zurückgelegten Weg l, und einem von der Natur der wasserführenden Schicht, sowie der Geschwindigkeit v abhängigen Beiwert ξ, also

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

oder

$$\frac{h}{l} = \xi \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

[1]) O. Smreker. Entwicklung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878 Band XXII S. 117.

Die Abhängigkeit des Beiwertes ξ von der Geschwindigkeit v läßt sich allgemein in der Form ausdrücken:

$$\xi = \alpha + \sum_{n>1}^{n<\infty} \left(\frac{\beta_n}{v^{\frac{1}{n}}} \right),$$

wobei α und β_n konstante, von der Natur der wasserführenden Schicht abhängige Beiwerte darstellen.

Für die praktische Anwendung genügt es, in Rücksicht auf die kleinen Werte von v, sich auf das erste Glied der unendlichen Reihe zu beschränken und das Widerstandsgesetz in der Näherungsform auszudrücken

$$\xi = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}$$

und

$$\frac{h}{l} = \frac{\alpha}{2g} v^2 + \frac{\beta}{2g} \cdot v^{\frac{3}{2}}.$$

Für die meisten Fälle, insbesondere für die Ermittlung der dem Grundwasserstrom eigentümlichen Geschwindigkeit, wird man in Rücksicht auf die kleinen Werte von v den Beiwert α gegenüber dem Werte von $\frac{\beta}{\sqrt{v}}$ vernachlässigen und das Widerstandsgesetz als weitere Annäherung in der Form ausdrücken können

$$\xi = \frac{\gamma}{\sqrt{v}}$$

und

$$\frac{h}{l} = \frac{\gamma}{2g} \cdot v^{\frac{3}{2}},$$

$$v = \sqrt[3]{\left(\frac{2g}{\gamma}\right)^2 \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2}.$$

Hierbei ist der Beiwert γ mit dem in der vorigen Gleichung β genannten nicht völlig übereinstimmend, weil er sich aus den Versuchen gerechnet gewissermaßen als Mittelwert des Ausdruckes

$$\gamma = \frac{1}{n} \sum_0^n \left[\alpha \sqrt{v} + \beta \right]$$

ergibt.

Bezeichnet

Q die Durchflußmenge an Grundwasser in einem gegebenen Profile F,

μ den Durchfluß- oder Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes, d. h. das Verhältnis zwischen dem tatsächlich vorhandenen für den Durchlaß des Grundwassers freien Querschnitt F_1 zu dem gesamten Querschnitt F des Grundwasserprofils, also

$$\mu = \frac{F_1}{F} \text{ und } F_1 = \mu F,$$

so ist

$$Q = \mu F \cdot v$$

und

$$v = \frac{Q}{\mu F}.$$

Setzt man diesen Wert in den Ausdruck für das Widerstandsgesetz ein, so erhält man

$$\frac{h}{l} = \frac{\gamma}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{\mu \cdot F}\right)^{\frac{3}{2}}$$

oder

$$Q = \mu \left(\frac{2g}{\gamma}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{2}{3}} F.$$

Eine bemerkenswerte Bestätigung dieses aus Versuchen im Großen abgeleiteten Ausdruckes für das Widerstandsgesetz ergibt sich aus den von Kröber[1]) durchgeführten Laboratoriumsversuchen über die Bewegung des Wassers durch Sandschichten. Kröber leitete aus einer Reihe von Versuchen mit Sanden und feinen Kiesen von jeweils möglichst gleicher Korngröße zwischen der Wassermenge Q, dem Querschnitt F, der Dicke l der Sandschicht und der zur Überwindung der Bewegungswiderstände erforderlichen Druckhöhe h die Beziehung ab

$$Q = 1728 F \left(\frac{d \cdot h}{d + 900\, l}\right)^{\frac{8+d}{8+2d}},$$

wobei d den Durchmesser des Sandkornes, die Korngröße, bedeutet und sämtliche Maße in Millimetern gegeben sind.

Diese Versuche zeigen, daß nur bei ganz geringen Korngrößen die Durchflußmengen näherungsweise dem verbrauchten Druckgefälle proportional werden, daß dagegen mit wachsenden Korngrößen die Durchflußmengen in geringerem Verhältnisse als die Druckgefälle anwachsen. Für eine Korngröße von 8 mm wird der Exponent $\frac{8+d}{8+2d}$ des Druckgefälles gleich $\frac{2}{3}$, stimmt also vollständig mit dem von dem Verfasser abgeleiteten Ausdruck für das Widerstandsgesetz überein. Wenn diese Kröberschen Versuche, welche mit Sanden und Kiesen von gleicher Korngröße, also mit Schichten von ziemlich regelmäßigen, nichtkapillaren Zwischenräumen durchgeführt wurden, auch eine direkte Übertragung ihrer Ergebnisse auf die Bewegung des Grundwassers nicht zulassen, so bilden sie doch einen einwandfreien Beweis für die Tatsache, daß auch bei ganz gleichmäßiger Korngröße der wasserführenden Schichten eine direkte Proportionalität zwischen Geschwindigkeit oder Durchflußmenge einerseits und Druckgefälle andererseits nicht vorhanden ist.

In der Natur zeigen die wasserführenden Schichten aber kein gleichmäßiges Korn, sondern dieselben werden, soweit es sich um Geschiebe handelt, durch Kiese und Sande, die in den verschiedensten Korngrößen durcheinander lagern, gebildet. Es werden deshalb alle theoretischen Untersuchungen, welche gleichmäßiges Korn oder gar noch kugelförmige Gestalt der einzelnen Geschiebeteile, die sich in Wirklichkeit immer Ellipsoiden, aber fast niemals der Kugel nähern, voraussetzen, eine Übereinstimmung mit der Wirklichkeit nicht erwarten lassen.

Darcy[2]) hat aus Versuchen an Filtern in Dijon gefolgert, daß die Ergiebigkeit eines Filters dem zur Verfügung stehenden Drucke direkt, der Höhe der Filterschicht aber umgekehrt proportional ist.

---

[1]) C. Kröber, Zivilingenieur Stuttgart. Versuche über die Bewegung des Wassers durch Sandschichten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884 Band XXVIII S. 593.

[2]) Darcy. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris 1856.

Es bezeichnet (s. Abb. 12)

F den konstanten Filterquerschnitt,

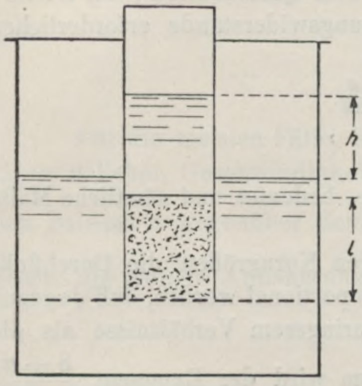
l die Höhe der Filterschicht, das ist der Weg, den die zu filtrierenden Wasserteilchen in vertikaler Richtung zurückzulegen haben,

h den Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel über und unter dem Filter, das heißt die zur Überwindung der Bewegungswiderstände auf dem Wege l erforderliche Druckhöhe,

Q die pro Zeiteinheit filtrierte Wassermenge,

k einen von der Durchlässigkeit und Beschaffenheit des Filtermaterials abhängigen Beiwert.

Abb. 12.



Aus seinen Versuchen hat Darcy nachstehende Beziehung zwischen den einzelnen Größen abgeleitet:

$$Q = k \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \cdot F$$

oder

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{k} \cdot \frac{Q}{F}.$$

Bezeichnet v die mittlere Filtergeschwindigkeit und μ den oben definierten Durchlässigkeitsbeiwert, so ist

$$v = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{h}{l}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{\mu}{k} \cdot v.$$

Dupuit[1]) ist unabhängig von Darcy zu demselben Ausdruck für den Bewegungswiderstand gelangt durch die Annahme, daß sich das Wasser im Untergrunde in Kanälen von näherungsweise konstantem Querschnitt bewegt. Bezeichnet:

f den Querschnitt und

u den benetzten Umfang dieses Kanals,

$\frac{h}{l}$ das zur Überwindung der Bewegungswiderstände erforderliche Gefälle,

α und β zwei Beiwerte,

v die Geschwindigkeit des Grundwassers,

so folgt nach den Gesetzen der Bewegung des Wassers in Rohrleitungen

$$\frac{h}{l} = \frac{u}{f}(\alpha v + \beta v^2).$$

In Rücksicht auf die kleinen Werte von v vernachlässigt Dupuit βv^2 gegenüber der ersten Potenz von v, setzt weiter

$$\frac{u}{f} \cdot \alpha = \lambda$$

und erhält

$$\frac{h}{l} = \lambda \cdot v,$$

einen Ausdruck, der mit dem Darcyschen völlig übereinstimmt.

---

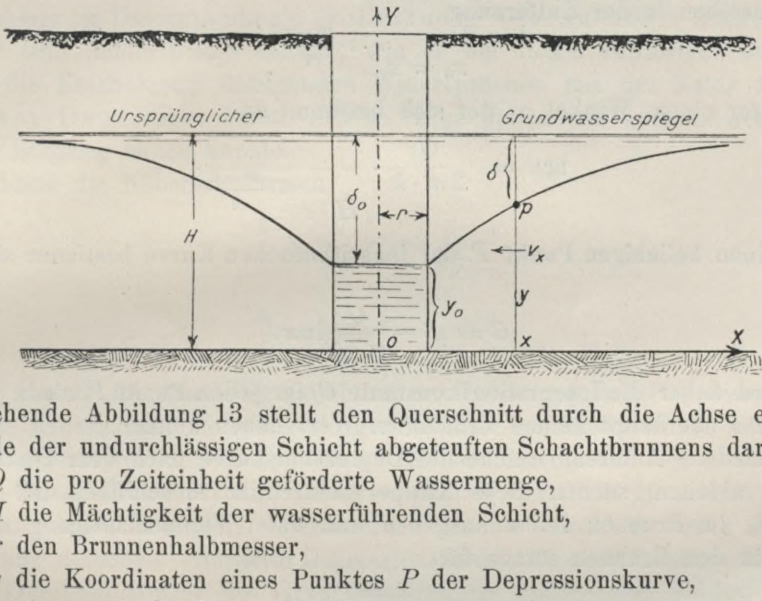
1) Dupuit. Traité théorique et pratique de la conduite et de la distribution des eaux.

Dieses Darcy-Dupuitsche oder das Darcysche Gesetz, wie es, vielleicht in Unkenntnis der Dupuitschen Arbeiten beinahe allgemein in der Literatur bezeichnet wird, ist als Näherungsformel für die Beurteilung der Beziehungen von Wassermenge, Filterdicke und Druckverlust bei gewöhnlichen Sandfiltern völlig ausreichend und gibt diesbezüglich auch zufriedenstellende Ergebnisse.

Auf die Bewegung des Grundwassers im Untergrunde kann das Darcy-Dupuitsche Gesetz, wie der Verfasser[1]) nachgewiesen, aber selbst nicht als Näherungsformel Anwendung finden, da die auf Grund desselben errechneten Ergebnisse mit der Wirklichkeit in direktem Widerspruche stehen.

Der Umstand, daß man dem Darcy-Dupuitschen Gesetze noch heute in der Literatur vielfach begegnet, mag es förderlich erscheinen lassen, an dieser Stelle die Unbrauchbarkeit des Darcy-Dupuitschen Gesetzes nochmals kurz zu erörtern, und zwar an Hand der Anwendung desselben auf dic Bestimmung der Depressionskurven bei Schachtbrunnen.

Abb. 13.



Beistehende Abbildung 13 stellt den Querschnitt durch die Achse eines bis auf das Hangende der undurchlässigen Schicht abgeteuften Schachtbrunnens dar. Bezeichnet

Q die pro Zeiteinheit geförderte Wassermenge,

H die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht,

r den Brunnenhalbmesser,

x, y die Koordinaten eines Punktes P der Depressionskurve,

k einen von der Natur des Untergrundes abhängigen Beiwert,

so ergibt sich die Gleichung der Depressionskurve nach den oben erwähnten Veröffentlichungen des Verfassers zu

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln x + C,$$

so daß also die Depressionskurve eine logarithmische Kurve sein müßte. Die Absenkung δ des ursprünglichen Grundwasserspiegels im Punkte P bestimmt sich zu:

$$\delta = H - y$$

Will man obige Gleichung der Depressionskurve zur Ermittlung des Beiwertes k benutzen, so ergeben sich zunächst unvereinbare Gegensätze bei der Bestimmung der Konstanten C.

---

[1]) O. Smreker. Das Grundwasser und seine Verwendung zu Wasserversorgungen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879 Band XXIII S. 347.

Derselbe. Die Depressionsflächen bei Schachtbrunnen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881 Band XXV S. 283.

Es ist ohne weiteres klar, daß die Depressionskurve bei Schachtbrunnen in unbewegtem Grundwasser, wie im vorstehenden Falle angenommen, ebenso wie bei Brunnen in Grundwasserströmen, sich erst im Unendlichen dem ursprünglichen Grundwasserspiegel anschließt, so daß die Grundwasserspiegellinie im Querprofil eine Asymptote der Depressionskurve darstellt.

Es müßte demnach für

$$x = \infty$$
$$y = H$$

werden, und obige Gleichung übergehen in

$$H^2 = \infty + C,$$

woraus sich ergibt

$$C = H^2 - \infty,$$

ein Wert für die Konstante C, der die Benutzung der obigen Gleichung unmöglich macht.

Die logarithmische Kurve kann die Depressionskurve aber nicht darstellen, denn sie nähert sich nicht asymptotisch dem ursprünglichen Grundwasserspiegel, sondern schneidet denselben in der Entfernung

$$x_0 = e^{\pi \cdot k \cdot \frac{H^2 - C}{Q}},$$

und zwar unter einem Winkel α, der sich bestimmt zu

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{Q}{2\pi \cdot k} \cdot \frac{1}{H \cdot e^{\pi k \cdot \frac{H^2 - C}{Q}}}.$$

Für einen beliebigen Punkt P der logarithmischen Kurve bestimmt sich die Konstante C zu

$$C = y^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln x.$$

Es wird daher die Integrationskonstante C für jeden Punkt P einen andern Wert annehmen, also überhaupt keinen konstanten Wert haben können.

Verschiedene Autoren, welche die Depressionskurve nach dem Darcy-Dupuitschen Gesetz ableiten, suchen diese Klippe dadurch zu umschiffen, daß sie von der Absenkung δ_0 im Brunnen selbst ausgehen und unter Vernachlässigung der Eintrittswiderstände in den Brunnen setzen für

$$x = r$$
$$y_0{}^2 = (H - \delta_0)^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln r + C.$$

Durch Subtraktion dieses Ausdruckes von der obigen allgemeinen Gleichung der Depressionskurve ergibt sich:

$$y^2 = (H - \delta_0)^2 + \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln\left(\frac{x}{r}\right).$$

Beobachtet man die bei der Entnahme einer bestimmten Wassermenge Q im Brunnen und in verschiedenen Beobachtungspunkten P auftretenden Absenkungen, so ist durch diese Beobachtungen die der Entnahme Q entsprechende Depressions- oder Absenkungskurve festgelegt, und man kann daraus den Beiwert k als Mittelwert aus mehreren Beobachtungen errechnen. Man kann mit Hilfe dieser Gleichung auch die Ordinaten oder Absenkungen für beliebige andere Punkte der Depressionskurve rechnen, und diese errechneten Werte stimmen leidlich mit der Wirklichkeit, solange es sich um kleine Geschwindigkeiten und nicht zu große Entfernungen von der Brunnenachse handelt.

Die Gleichung versagt jedoch gänzlich, sobald man dazu übergehen will, aus einer durch Beobachtung bestimmten Depressionskurve die Absenkung für eine andere Fördermenge zu ermitteln, da sich mit der Fördermenge Q auch die Absenkung δ_0 im Brunnen ändert. Man muß für diesen Fall wieder auf die Gleichung

$$y^2 = (H - \delta)^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln x + C$$

zurückgreifen und kann die Konstante C, wenn der Beiwert k aus der obigen Gleichung bestimmt ist, für eine Reihe von Beobachtungen berechnen und einen Mittelwert bestimmen. Mit einem solchen innerhalb gewisser Grenzen konstanten Wert von C ließen sich für jede beliebige Fördermenge Q die entsprechenden Werte von y und δ berechnen, wenn die Gleichung nicht zu unlösbaren Widersprüchen mit der Wirklichkeit führen würde. Mit wachsendem Q, also mit größeren Fördermengen, wachsen nach obiger Gleichung auch die Ordinaten y, dagegen nehmen die Absenkungen δ ab, während in Wirklichkeit genau das Gegenteil eintritt. Es muß daher das Darcy-Dupuitsche Gesetz für die Bestimmung der Widerstände bei der Bewegung des Grundwassers im Untergrunde als »vollständig unbrauchbar« bezeichnet werden, und es mag eine offene Frage bleiben, wie es bei diesen auffälligen und sich ohne weiteres in die Erscheinung drängenden Widersprüchen mit der Natur möglich war, daß das Darcy-Dupuitsche Gesetz sich so lange halten und noch in neuester Zeit in Lehrbüchern Eingang finden konnte.

Das durch die Näherungsformen

$$\frac{h}{l} = \frac{\alpha}{2g} v^2 + \frac{\beta}{2g} v^{\frac{3}{2}}$$

oder

$$\frac{h}{l} = \frac{\gamma}{2g} v^{\frac{3}{2}}$$

ausgedrückte Gesetz für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers stimmt, wie die heute nahezu fünfunddreißigjährigen Erfahrungen damit lehren, mit den tatsächlichen Verhältnissen in der befriedigendsten Weise überein, und sei diesbezüglich hier auch auf die Vorarbeiten[1]) für die Wasserversorgung der Stadt Mannheim hingewiesen, wo das Gesetz durch besonders eingehende Versuche sowohl in bezug auf die unter Zugrundelegung desselben ermittelte Depressionsfläche, als auch in bezug auf die danach berechneten Durchflußmengen des Grundwasserstroms nachgeprüft worden ist.

§ 5. Wirkungsweise der verschiedenen Grundwasserfassungsanlagen.

Die heute in der Hauptsache gebräuchlichen Grundwasserfassungsanlagen scheiden sich in baulicher Beziehung in vertikale und horizontale. Erstere umfassen die Brunnen aller Art, wie Schacht- und Rohrbrunnen, zu den letzteren, den horizontalen Anlagen, gehören Gräben, Sickerleitungen und Sammelkanäle, bei größeren Abmessungen auch Galerien genannt.

Das Grundwasser besitzt entweder, wie in § 2 bei der Besprechung der Erscheinungsformen gezeigt, einen freien, horizontalen oder nach der Stromrichtung geneigten Wasserspiegel, oder es steht als artesisches Wasser unter Druck. Da dieselbe Fassungsanlage im Grundwasser mit freiem Spiegel anders wirkt, als im artesischen Wasser, so

[1]) O. Smreker. Die Vorarbeiten für das Wasserwerk der Stadt Mannheim.

sind diese verschiedenen Vorkommen bei der Untersuchung der Wirkungsweise der Fassungsanlagen auseinander zu halten; für die Fassung artesischer Wässer, die meist in größerer Tiefe erschlossen werden, kommen nur vertikale Fassungsanlagen in Betracht. Man wird daher die Untersuchung der Wirkungsweise der Grundwasserfassungsanlagen nach vertikalen und horizontalen einerseits und nach Fassungsanlagen für artesisches Wasser andererseits zu trennen haben.

A. Vertikale oder Brunnenanlagen im Grundwasser mit freiem Spiegel.

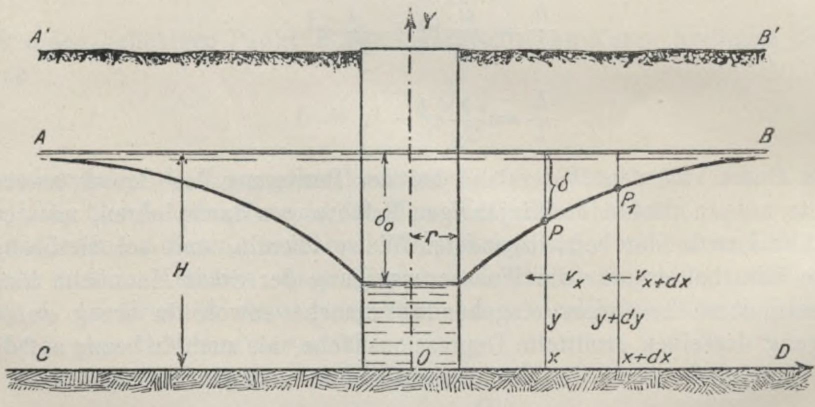
Die Einwirkung der Wasserentnahme aus einem vertikalen Brunnen auf das umgebende Grundwasser, und zwar für den Fall des unbewegten, sowie für den Fall des in Bewegung befindlichen, einen Strom bildenden Grundwassers hat der Verfasser[1]) eingehend untersucht und wird deshalb bezüglich der Ableitung der nachstehend angezogenen Formeln auf diese Arbeit verwiesen.

Zunächst soll die Wirkungsweise eines Brunnens im ruhenden Grundwasser, also in einem Grundwasserbecken, und dann die Wirkungsweise desselben Brunnens in einem Grundwasserstrom untersucht werden.

a) Brunnen im unbewegten Grundwasser.

Abbildung 14 veranschaulicht einen Vertikalschnitt durch die Brunnenachse OY, Abbildung 14a den Grundriß des Brunnens.

Abb. 14.



Der Grundwasserspiegel ist hierbei als horizontal nach allen Seiten unbegrenzt gedacht, die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, das ist die Tiefe des Grundwasserbeckens, ist jedoch eine endliche Größe H.

Die Wirkungsweise eines solchen Brunnens ist, wie obige Abbildungen veranschaulichen, sehr einfach, indem das Grundwasser infolge der im Brunnen erzeugten Absenkung δ_0 von allen Seiten gleichmäßig dem Brunnenmittel zuströmt. Es bezeichnet:

$A'B'$ die Terrainlinie,

AB den ursprünglichen, nicht beeinflußten, horizontalen Grundwasserspiegel,

CD das Hangende der undurchlässigen Schicht, welche parallel dem Grundwasserspiegel angenommen wird, so daß die Mächtigkeit H der wasserführenden Schicht für alle Punkte konstant bleibt,

[1]) O. Smreker. Die Depressionsflächen bei Schachtbrunnen, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, Band XXV S. 283.

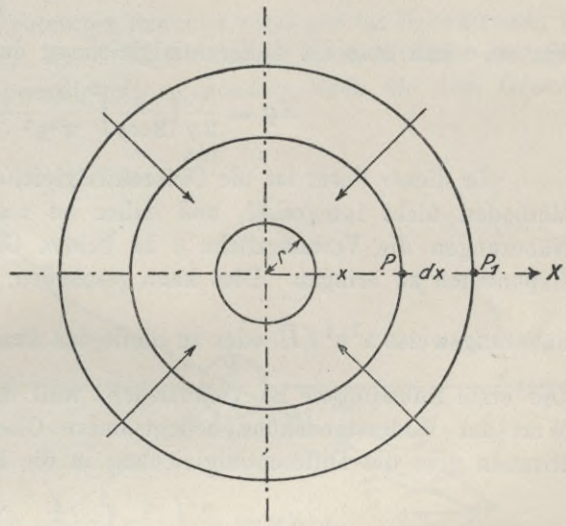
r den inneren Brunnenradius,

δ_0 die bei ununterbrochener Entnahme eines Wasserquantums q pro Zeiteinheit entstehende Absenkung im Brunnen, wobei jedoch die durch die Eintrittswiderstände in den Brunnen verursachte Widerstandshöhe außer acht bleiben soll,

μ den für das ganze Becken als konstant angenommenen Durchfluß- oder Durchlässigkeitskoeffizienten, das ist das Verhältnis des wirklichen Durchflußquerschnitts zu der Gesamtfläche eines gegebenen Querschnitts der wasserführenden Schicht.

Die bei der Wasserentnahme aus dem Brunnen in dem letzteren entstehende Absenkung beschränkt sich jedoch nicht nur auf den Brunnen allein, sondern sie erstreckt sich auf die ganze Umgebung des Brunnens. Die Oberfläche des abgesenkten Grundwasserspiegels im Beharrungszustande nennt man **Absenkungs-** oder **Depressionsfläche**, den Schnitt dieser Depressionsfläche mit einer durch die vertikale Brunnenachse gelegten Ebene die **Absenkungs-** oder **Depressionskurve**. In dem hier angenommenen Falle des unbewegten Grundwassers wird die Depressionsfläche eine Rotationsfläche sein, deren Achse mit der Brunnenachse zusammenfällt, und die sich im Unendlichen asymptotisch an die Horizontalebene des unbeeinflußten Grundwasserspiegels anschließt. Unter **Beharrungszustand** versteht man den Dauerzustand der Depressionsfläche, welcher eintritt, wenn sich zwischen der Entnahme aus dem Brunnen und dem dem Brunnen zuströmenden Grundwasser ein Gleichgewichtszustand herausgebildet hat.

Abb. 14 a.



Unter Zugrundelegung eines rechtwinkligen Koordinatensystems, als dessen Y-Achse die Brunnenachse, und als dessen X-Achse die Schnittlinie mit dem oberen Lager der undurchlässigen Schicht gewählt wird, ergeben sich für einen beliebigen Punkt P der Depressions- oder Absenkungskurve bei der Entnahme einer Wassermenge q

δ als Absenkung
x » Abszisse
y » Ordinate.

Für alle Punkte der Depressionskurve besteht die identische Gleichung

$$y + \delta = H.$$

Die Geschwindigkeit v_x, die in der Ordinate y als konstant angenommen werden kann, ergibt sich zu

$$v_x = \frac{q}{2\pi\mu x y}.$$

Die Druckhöhe, die bei dem Übergang von dem Punkte P_1 zu dem unendlich benachbarten Punkt P, das ist bei der Bewegung des Grundwassers von der Zylinderfläche vom Durchmesser $x + dx$ zur Zylinderfläche vom Durchmesser x, verloren geht, setzt sich zusammen aus den Bewegungswiderständen auf der Strecke dx einerseits und aus der Geschwindigkeitshöhe, welche erforderlich ist, die Geschwindigkeit v_{x+dx} in die größere Geschwindigkeit v_x überzuführen. Diese letztere Geschwindigkeitshöhe kann man aber ihres verschwindend kleinen Wertes wegen vernachlässigen und annehmen, daß der gesamte Druckhöhenverlust dy zur Überwindung der Bewegungswiderstände verbraucht worden ist.

Nach dem im § 4 besprochenen Widerstandsgesetz für die Bewegung des Wassers im Untergrunde ergibt sich:

$$dy = \xi \cdot \frac{v_x^2}{2g} \cdot dx .$$

Führt man den Widerstandsbeiwert ξ in der allgemeinen Form:

$$\xi = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}$$

ein, so erhält man als Differentialgleichung der Depressionskurve:

$$dy = \frac{\alpha}{2g}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^2 \cdot \frac{dx}{x^2 y^2} + \frac{\beta}{2g}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{dx}{x^{\frac{3}{2}} y^{\frac{3}{2}}} .$$

In dieser Form ist die Differentialgleichung nach den heute zu Gebote stehenden Methoden nicht integrabel, und daher ist man angewiesen, durch Zuhilfenahme von Näherungen die Veränderliche y in beiden Gliedern der Gleichung auf den gleichen Exponenten zu bringen. Dies kann geschehen, indem man an Stelle des Ausdrucks $x^2 y^2$ näherungsweise $x^2 y^{\frac{3}{2}} \sqrt{H}$ oder an Stelle des Ausdrucks $x^{\frac{3}{2}} \cdot y^{\frac{3}{2}}$ näherungsweise $\frac{x^{\frac{3}{2}} y^2}{\sqrt{H}}$ setzt. Die erste Substitution ist vorzuziehen, weil dadurch das zweite für den numerischen Wert der Widerstandshöhe bedeutsamere Glied unverändert bleibt. Durch die Substitution geht die Differentialgleichung in die Form über:

$$y^{\frac{3}{2}} dy = \frac{\alpha}{2g}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^2 \cdot \frac{1}{\sqrt{H}} \cdot \frac{dx}{x^2} + \frac{\beta}{2g}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{dx}{x^{\frac{3}{2}}} .$$

Integriert man diese Gleichung und bestimmt die Integrationskonstante durch die Erwägung, daß für

$$x = \infty$$
$$y = H$$

werden muß, so erhält man die Gleichung der Depressionskurve in folgender Form:

$$y^{\frac{5}{2}} = H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{4}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^2 \frac{\alpha}{\mu^2}\frac{1}{\sqrt{H}}\frac{1}{x} - \frac{5}{2}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}}$$

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{4}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^2 \frac{\alpha}{\mu^2}\frac{1}{\sqrt{H}}\frac{1}{x} - \frac{5}{2}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}\frac{1}{\sqrt{x}}\right]^2} \qquad \text{(I)}$$

und daraus die Absenkung δ

$$\delta = H - \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{4}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^2 \frac{\alpha}{\mu^2}\frac{1}{\sqrt{H}}\frac{1}{x} - \frac{5}{2}\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}\frac{1}{\sqrt{x}}\right]^2}$$

Durch Einsetzen der Zahlenwerte von g und π erhält man

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \left(0{,}003\,227\, q^2 \frac{\alpha}{\mu^2}\frac{1}{\sqrt{H}}\frac{1}{x} + 0{,}016\,181\, q^{\frac{3}{2}} \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}\frac{1}{\sqrt{x}}\right)\right]^2} \qquad \text{(Ia)}$$

Bei Anwendung der Näherungsformel für den Widerstandsbeiwert

$$\xi = \frac{\gamma}{\sqrt{v_x}}$$

erhält man die Gleichung der Depressionskurve in der einfachen Form:

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{2}\,\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}\,\frac{1}{\sqrt{x}}\right]^2}$$

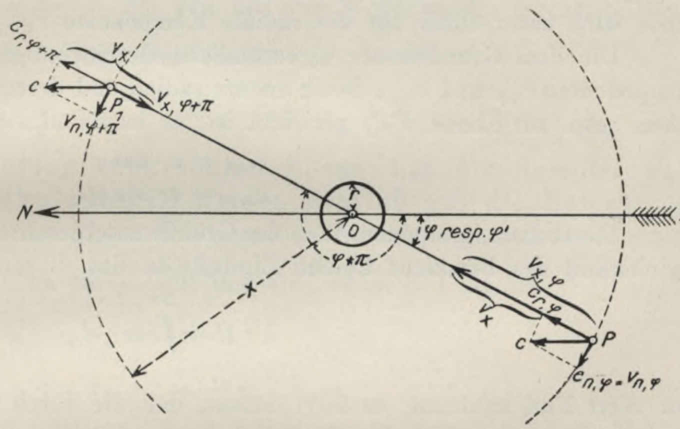
oder durch Einsetzen der Zahlenwerte

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - 0{,}016181\; q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}\,\frac{1}{\sqrt{x}}\right]^2} \qquad \text{(II)}$$

b) Brunnen im Grundwasserstrom.

Bei den in Grundwasserströmen abgeteuften Brunnen wirkt auf das Grundwasser in der Umgebung des Brunnens nicht nur die durch die Absenkung δ_0 im Brunnen erzeugte nach der Brunnenachse gerichtete Geschwindigkeit v_x, sondern auch die dem Grundwasserstrome eigentümliche, der Strömungsrichtung parallele Geschwindigkeit c, die für alle Punkte des Stromes als gleich angenommen wird. Diese Geschwindigkeit c wird auf die durch die Absenkung im Brunnen erzeugte Geschwindigkeit stromaufwärts von der Brunnenachse beschleunigend, stromabwärts verzögernd einwirken, und folgt daraus, daß bei Grundwasserströmen die Depressionsfläche keine Rotationsfläche sein kann. Zur Bestimmung der Depressionsfläche ist es erforderlich, die Einwirkung der Geschwindigkeit c näher zu untersuchen.

Abb. 15.



Beistehende Abbildung 15 möge den Grundriß eines in einem Grundwasserstrome, der nach Länge und Breite unbegrenzt gedacht ist, abgeteuften vertikalen Brunnens darstellen; der Spiegel des unbeeinflußten Stromes ist als Ebene gedacht. Es sei:

- O die Horizontalprojektion der vertikalen Brunnenachse OY,
- r der Brunnenradius,
- MN die Horizontalspur einer durch die Brunnenachse gelegten, mit der Stromrichtung parallelen Ebene; es sei angenommen, daß sich das Grundwasser, wenn es unbeeinflußt ist, in der Richtung MN, also von M gegen N zu, bewege.
- POP_1 die Horizontalspur einer beliebigen, durch die Brunnenachse gelegten Ebene, welche mit der Ebene MN den Winkel φ' bildet,
- φ die Projektion dieses Winkels φ' auf die Ebene des unbeeinflußten Grundwasserspiegels. Dieser Winkel φ wird von φ' nicht sehr verschieden sein, da die Neigung des Wasserspiegels bei Grundwasserströmen gegen die Horizontalebene in der Regel sehr gering ist.

H die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht parallel zur Brunnenachse gemessen, die für den ganzen Strom als konstant betrachtet werden soll; es ist also der unbeeinflußte Grundwasserspiegel parallel dem oberen Lager der undurchlässigen Schicht angenommen.

Beschreibt man um die vertikale Brunnenachse OY eine gerade Zylinderfläche, deren Leitlinie ein Kreis vom Radius x ist, so wird diese Zylinderfläche von der Ebene PP_1 in zwei Erzeugenden geschnitten, deren Horizontalprojektionen in Abbildung 15 durch die Punkte P und P_1 gegeben sind.

Wie schon oben bemerkt, wird angenommen, daß die Geschwindigkeiten in allen vom Wasser berührten Punkten einer solchen Erzeugenden einander gleich sind.

Faßt man die von der Brunnenachse stromaufwärts gelegene Erzeugende P ins Auge, so wird man die in derselben auftretende Geschwindigkeit in zwei Komponenten zerlegen können, deren eine $v_{x,\varphi}$ radial zur Brunnenachse gerichtet ist, und deren andere $v_{n,\varphi}$ normal auf die Ebene PP_1 gerichtet ist. Die in einer solchen Erzeugenden auftretende Geschwindigkeit wird Funktion sein der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit c einerseits und der durch die bei kontinuierlicher Entnahme eines Wasserquantums q pro Zeiteinheit aus dem Brunnen hervorgebrachten Geschwindigkeit v_x gegen die Brunnenachse andererseits. Diese Geschwindigkeit gegen die Brunnenachse wird naturgemäß nur die radiale Komponente $v_{x,\varphi}$ beeinflussen können.

Die dem Grundwasser eigentümliche Geschwindigkeit c zerlegt sich in die zwei Komponenten $c_{r,\varphi}$ und $c_{n,\varphi}$, deren erstere radial, und deren letztere normal zur Brunnenachse, resp. zur Ebene PP_1 gerichtet ist; es bestimmt sich

$$c_{r,\varphi} = c \cdot \cos\varphi$$
$$c_{n,\varphi} = c \cdot \sin\varphi .$$

Die radiale Komponente $c_{r,\varphi}$ der Grundwassergeschwindigkeit c hat auf die Gesamtergiebigkeit des Brunnens keinen Einfluß, da das diesen Einfluß darstellende Integral

$$\mu x H \cdot c \int_0^{2\pi} \cos\varphi \, d\varphi$$

den Wert Null annimmt; es folgt daraus, daß die durch die Wasserentnahme aus dem Brunnen erzeugte radiale Geschwindigkeit ebenfalls von der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit unabhängig ist; dieselbe kann daher in der ganzen vom Wasser erfüllten Zylinderfläche vom Radius x als konstant und gleich der unter analogen Umständen bei unbewegtem Grundwasser auftretenden Geschwindigkeit v_x betrachtet werden.

Demnach ergibt sich die Geschwindigkeitskomponente $v_{x,\varphi}$ in der Erzeugenden P in radialer Richtung bei Entnahme eines Wasserquantums q aus dem Brunnen zu

$$v_{x,\varphi} = v_x + c_{r,\varphi} .$$

Unter Berücksichtigung der Relation

$$v_x = \frac{q}{F_x},$$

wobei mit F_x der freie Durchflußquerschnitt der Zylinderfläche vom Radius x bezeichnet wird, und des obigen Wertes von $c_{r,\varphi}$ erhält man

$$v_{x,\varphi} = \frac{q}{F_x} + c \cdot \cos\varphi .$$

Die Wasserentnahme aus dem Brunnen hat dagegen, wofür es wohl keines Beweises bedarf, keinen Einfluß auf die normale Komponente $v_{n,\varphi}$; es ist daher

$$v_{n,\varphi} = c_{n,\varphi} = c \cdot \sin\varphi .$$

In der von der Brunnenachse aus abwärts gelegenen Erzeugenden, deren Horizontalprojektion in Abb. 15 mit P_1 bezeichnet ist, sei die radiale Komponente $v_{x,\varphi+\pi}$, die normale $v_{n,\varphi+\pi}$. Der Einfluß der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit in der Erzeugenden P_1 wird von jenem in der Erzeugenden P wesentlich verschieden sein. Wie in Abb. 15 dargestellt, wird die durch die Entnahme aus dem Brunnen erzeugte Radialkomponente $v_{x,\varphi+\pi}$ entgegengesetzt der Komponente $c_{r,\varphi+\pi}$ gerichtet sein, letztere tritt also subtraktiv auf; desgleichen ist die Normalkomponente $c_{n,\varphi+\pi}$ der früheren $c_{n,\varphi}$ entgegengesetzt gerichtet; man erhält demnach die Ausdrücke

$$v_{x,\varphi+\pi} = \frac{q}{F_x} - c \cdot \cos\varphi = \frac{q}{F_x} + c \cdot \cos(\varphi + \pi)$$

und

$$v_{n,\varphi+\pi} = -c \cdot \sin\varphi = c \cdot \sin(\varphi + \pi).$$

Man sieht aus obiger Gleichung, daß $v_{x,\varphi+\pi}$ auch negativ werden kann, und zwar für alle Werte von $q < F_x \cdot c \cdot \cos\varphi$, d. h. in denjenigen Fällen, in denen $v_{x,\varphi+\pi}$ negativ ist, wird sich das Wasser vom Brunnen wegbewegen.

In den beiden Gleichungen $v_{x,\varphi} = \dfrac{q}{F_x} + c \cdot \cos\varphi$ und $v_{x,\varphi+\pi} = \dfrac{q}{F_x} + c \cdot \cos(\varphi + \pi)$ verschwinden für $\varphi = \dfrac{\pi}{2}$ und $\varphi = \dfrac{3\pi}{2}$ die von der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit c abhängigen Teile, und man erhält:

$$v_{x,\frac{\pi}{2}} = v_{x,\frac{3}{2}\pi} = \frac{q}{F_x} = v_x,$$

d. h. in der zur Stromrichtung senkrechten Ebene hat die dem Grundwasser eigentümliche Geschwindigkeit keinen Einfluß auf die Bewegung des Wassers gegen den Brunnen hin. Die normalen Geschwindigkeitskomponenten für diese Ebene bestimmen sich, da $\sin\dfrac{\pi}{2} = 1$, und $\sin\dfrac{3}{2}\pi = -1$ ist, zu

$$v_{n,\frac{\pi}{2}} = c$$

$$v_{n,\frac{3}{2}\pi} = -c.$$

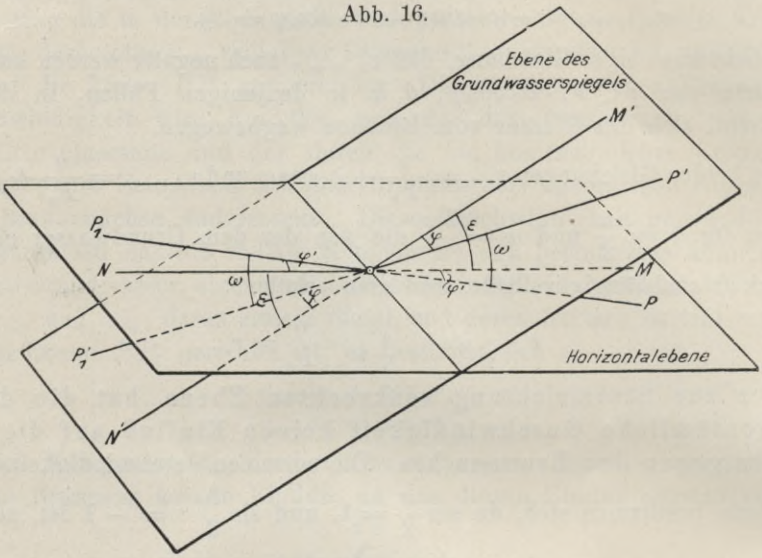
Für die zur Stromrichtung parallele Ebene MN ist $\varphi = 0$ und $\varphi = 2\pi$, dies eingesetzt gibt

$$v_{x,0} = \frac{q}{F_x} + c, \qquad v_{x,2\pi} = \frac{q}{F_x} + c, \qquad v_{n,0} = v_{n,2\pi} = 0.$$

In der zur Stromrichtung parallelen Ebene MN wird der Einfluß der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit auf die radiale Komponente zum Maximum, die Normalkomponente der Geschwindigkeit verschwindet.

Nachdem im vorstehenden der Einfluß behandelt wurde, welchen die dem Grundwasser eigentümliche Geschwindigkeit auf die Geschwindigkeitskomponenten in einem beliebigen Punkte des Grundwasserstroms ausübt, kann dazu übergegangen werden, die dabei auftretende Depressionsfläche zu untersuchen, bzw. den Zusammenhang der in einer Vertikalen auftretenden Depression mit der in derselben Vertikalen vorhandenen Geschwindigkeit festzustellen. Definiert man die Depressionsfläche als geometrischen Ort der Depressionskurven, so hat man diese letzteren für alle Werte von φ zwischen 0 und 2π zu bestimmen. Für die Werte $\varphi = \dfrac{\pi}{2}$ und $\varphi = \dfrac{3}{2}\pi$ wurde oben gezeigt, daß die Geschwindigkeit des Grundwassers in der Richtung gegen den Brunnen von der eigenen Geschwindigkeit des Grundwassers unabhängig ist; es folgt also, daß die beiden in der zur Stromrichtung senkrechten Ebene liegenden Depressionskurven von der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit in keiner Weise beeinflußt werden, also identisch mit jenen sein müssen, welche sich unter analogen Verhältnissen bei unbewegtem Grundwasser ergeben würden; die oben entwickelten Gleichungsgruppen I und II gelten also unverändert für die beiden in der zur Stromrichtung senkrechten Ebene liegenden Depressionskurven. Die beiden, durch eine beliebige, durch die Brunnenachse gelegte Ebene PP_1 herausgeschnittenen Depressionskurven sollen getrennt behandelt werden, da die Geschwindigkeiten in zwei einander in bezug auf räumliche Lage entsprechenden Punkten voneinander verschieden sind.

Abb. 16.



Bevor der Einfluß der Geschwindigkeit in einem beliebigen Punkte auf die Depression untersucht wird, sollen noch einige allgemeine Beziehungen entwickelt werden. Es sei in Abbildung 16

- ε der Winkel, welchen die geneigte Ebene des Grundwasserspiegels mit der Horizontalebene bildet, so daß $\tau = \operatorname{tg} \varepsilon$ das als konstant betrachtete Gefälle des Grundwasserstromes ist,
- ω jener Winkel, welchen die Schnittlinie zwischen der Ebene PP_1 und dem Grundwasserspiegel mit der Horizontalen einschließt, so daß $\tau_1 = \operatorname{tg} \omega$ das relative Gefälle des Grundwasserspiegels in der Ebene PP_1 darstellt.

Betrachtet man das durch die Ebene des Grundwasserspiegels, die Horizontalebene und die Vertikalebene MN einerseits und das durch den Grundwasserspiegel, die Horizontalebene und die Vertikalebene PP_1 andererseits bestimmte sphärische Dreieck, so ergeben sich daraus zwischen den Winkeln φ, φ', ε und ω die folgenden Beziehungen:

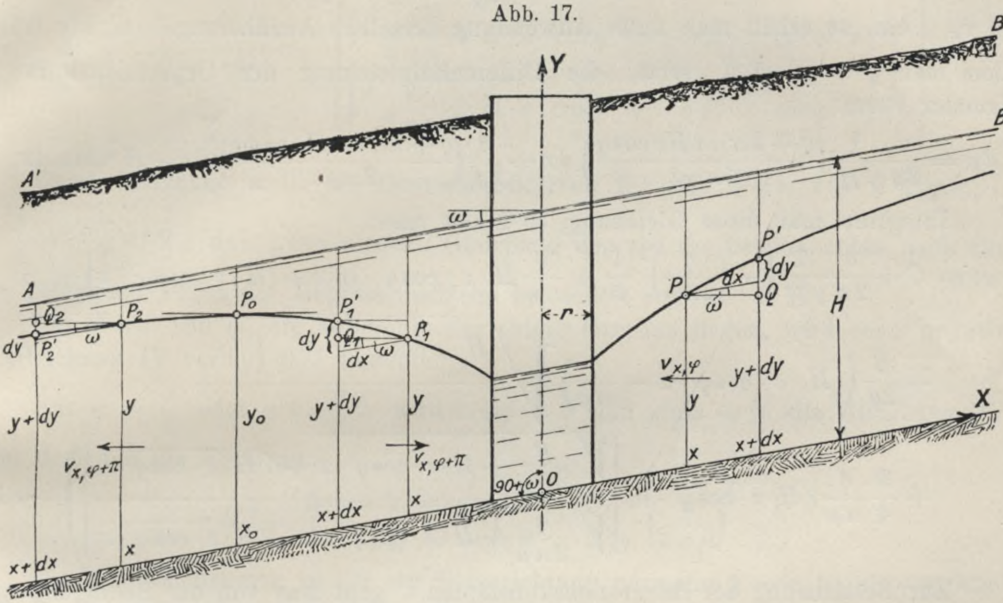
$$\left.\begin{aligned}
\sin\varphi &= \cos\omega \sin\varphi' \\
\cos\varphi &= \frac{\cos\omega \cdot \cos\varphi'}{\cos\varepsilon} \\
\cos\omega &= \frac{\cos\varepsilon}{\sqrt{1-\sin^2\varphi' \sin^2\varepsilon}} \\
\cos\omega &= \sqrt{\cos^2\varepsilon + \sin^2\varphi \sin^2\varepsilon}
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(III)}$$

In der folgenden Abbildung 17 sind die Depressionskurven in der Ebene dargestellt, deren Spur in Abbildung 16 mit PP_1 angenommen ist.

Zunächst soll die von der Brunnenachse aufwärts gelegene Depressionskurve untersucht werden.

Zur analytischen Untersuchung empfiehlt es sich, von dem bisher gebrauchten rechtwinkligen Koordinatensystem abzugehen und demselben ein schiefwinkliges zu substituieren, dessen Koordinatenursprung der Schnittpunkt O der vertikalen Brunnenachse mit dem oberen Lager der undurchlässigen Schicht, dessen Ordinatenachse die vertikale Brunnenachse OY, und dessen Abszissenachse die Schnittlinie der Ebene PP_1 mit dem Hangenden der undurchlässigen Schicht ist; der Achsenwinkel beträgt $90 - \omega$.

Abb. 17.



Zu den in der Ableitung der Depressionskurven für unbewegtes Grundwasser gewählten Bezeichnungen treten hier noch für den Punkt P nachstehende hinzu:

P' sei ein dem Punkte P unendlich benachbarter Punkt der betrachteten Depressionskurve,

x und y die Koordinaten des Punktes P,

$v_{x,\varphi}$ die oben definierte radiale Komponente der Geschwindigkeit in der Vertikalen P,

$P'Q$ sei der beim Übergange vom Punkte P' nach dem Punkte P stattfindende Druckhöhenverlust. Derselbe ergibt sich unter Vernachlässigung des für die Erhöhung der Geschwindigkeit entfallenden Teiles des Druckhöhenverlustes zu

$$P'Q = dy + dx \sin\omega = \xi \cdot \frac{v_{x,\varphi}^2}{2g} \cdot dx,$$

wobei ξ der durch die bekannte Relation

$$\xi = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v_{x,\varphi}}}$$

bestimmte Widerstandsbeiwert ist. Die Größe von $v_{x,\varphi}$ bestimmt sich nach der oben aufgestellten Gleichung zu

$$v_{x,\varphi} = \frac{q}{F_x} + c \cdot \cos\varphi,$$

wobei F_x einzusetzen ist mit

$$F_x = 2\pi\mu x y \cos\omega.$$

Der Winkel ω kann nur zwischen 0 und ε schwanken; im ersteren Falle wird $\cos\omega = 1$, im letzteren erhält er den Wert $\cos\varepsilon$, der sich, da ε stets sehr klein ist, auch sehr wenig von 1 unterscheiden wird, so daß man immer setzen kann

$$F_x = 2\pi\mu x y.$$

Der Wert für $v_{x,\,\varphi}$ geht daher über in die Form

$$v_{x,\,\varphi} = \frac{q}{2\pi\mu x y} + c\cdot\cos\varphi.$$

Setzt man in die Gleichung $P'Q = \frac{\alpha}{2g} v^2_{x,\,\varphi} dx + \frac{\beta}{2g} v^{\frac{3}{2}}_{x,\,\varphi} dx$ die Werte für $P'Q$ und $v_{x,\,\varphi}$ ein, so erhält man unter Anwendung derselben Annäherungsform wie früher, indem man $y^2 = y^{\frac{3}{2}}\cdot\sqrt{H}$ setzt, die Differentialgleichung der Depressionskurve in folgender Form:

$$y^{\frac{3}{2}} dy = \frac{\alpha}{2g}\frac{1}{\sqrt{H}}\left(\frac{q + 2\pi\mu x H c\cos\varphi}{2\pi\mu x}\right)^2 dx + \frac{\beta}{2g}\left(\frac{q + 2\pi\mu x H c\cos\varphi}{2\pi\mu x}\right)^{\frac{3}{2}} dx - H^{\frac{3}{2}}\sin\omega\, dx \quad (1)$$

Integriert man diese Gleichung, so erhält man:

$$\frac{2}{5} y^{\frac{5}{2}} = C + \frac{\alpha}{2g}\frac{1}{\sqrt{H}}\left[-\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^2\cdot\frac{1}{x} + \frac{q}{\pi\mu} H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot\ln x + (H\cdot c\cdot\cos\varphi)^2 x\right] +$$
$$+ \frac{\beta}{2g}\left(\left(H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot x - \frac{q}{\pi\mu}\right)\sqrt{\frac{H\cdot c\cos\varphi\cdot x + \dfrac{q}{2\pi\mu}}{x}} +\right.$$
$$\left. + \frac{3}{4}\frac{q}{\pi\mu}\sqrt{H\cdot c\cdot\cos\varphi}\cdot\ln\frac{\left(\sqrt{\dfrac{q}{2\pi\mu} + H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot x} + \sqrt{H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot x}\right)}{\left(\sqrt{\dfrac{q}{2\pi\mu} + H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot x} - \sqrt{H\cdot c\cdot\cos\varphi\cdot x}\right)}\right) - x H^{\frac{3}{2}}\sin\omega.$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten C geht man von der Bedingung aus, daß bei der Entnahme $q = 0$, d. h. beim unbeeinflußten Grundwasserspiegel die obige Gleichung die Ebene des natürlichen Grundwasserspiegels darstellen müsse, es muß also die Relation $y = H$ identisch erfüllt sein. Durch Einsetzen dieser Werte geht obige Integralgleichung in die folgende über:

$$\frac{2}{5} H^{\frac{5}{2}} = C + \frac{\alpha}{2g}\frac{1}{\sqrt{H}}(H\cdot c\cdot\cos\varphi)^2\cdot x + \frac{\beta}{2g}(H\cdot c\cdot\cos\varphi)^{\frac{3}{2}} x - H^{\frac{3}{2}}\sin\omega\cdot x$$

oder

$$\frac{2}{5} H^{\frac{5}{2}} = C + H^{\frac{3}{2}} x\left[\frac{\alpha}{2g}(c\cdot\cos\varphi)^2 + \frac{\beta}{2g}(c\cdot\cos\varphi)^{\frac{3}{2}} - \sin\omega\right].$$

Nach dem im § 4 abgeleiteten Widerstandsgesetz muß aber sein

$$\frac{\alpha}{2g}(c\cdot\cos\varphi)^2 + \frac{\beta}{2g}(c\cdot\cos\varphi)^{\frac{3}{2}} = \sin\omega,$$

das ist der Teil des Gefälles, der zur Überwindung der Widerstände dient, die der Geschwindigkeitskomponente in der Richtung nach dem Brunnen entgegenstehen. Der zweite Teil der rechten Seite der obigen Gleichung fällt also weg, und man erhält für die Integrationskonstante den Wert

$$C = \frac{2}{5} H^{\frac{5}{2}}.$$

Setzt man diesen Wert in die oben erhaltene Integralgleichung ein, so erhält man die Gleichung für alle von der Brunnenachse aufwärts liegenden Depressionskurven in der Form:

$$\left.\begin{aligned} y^{\frac{5}{2}} = {} & H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{2} H^{\frac{3}{2}} \cdot x \cdot \sin\omega + \frac{5}{4}\frac{\alpha}{g}\frac{1}{\sqrt{H}}\Big[-\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^2 \frac{1}{x} + \\ & + \frac{q}{\pi\mu} H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot \ln x + (H \cdot c \cdot \cos\varphi)^2 \cdot x\Big] + \\ & + \frac{5}{4}\frac{\beta}{g}\left(\left(H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x - \frac{q}{\pi\mu}\right)\sqrt{\frac{\frac{q}{2\pi\mu} + H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x}{x}} + \right. \\ & \left. + \frac{3}{4}\frac{q}{\pi\mu}\sqrt{H \cdot c \cdot \cos\varphi} \cdot \ln\left\{\frac{\sqrt{\frac{q}{2\pi\mu} + H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x} + \sqrt{H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x}}{\sqrt{\frac{q}{2\pi\mu} + H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x} - \sqrt{H \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot x}}\right\}\right) \end{aligned}\right\} \quad \text{(IV)}$$

Diese Gleichung stellt die Depressionskurven für alle Werte von $0 < \varphi < \frac{\pi}{2}$ und $\frac{3}{2}\pi < \varphi < 2\pi$ dar, kann also als Gleichung des von der Brunnenachse nach aufwärts gelegenen Teiles der Depressionsfläche betrachtet werden.

Für Werte von φ, die außerhalb der obigen Grenzen liegen, wird $\cos\varphi$ negativ, und Gleichung IV verliert ihre Bedeutung.

Für $\varphi = \frac{\pi}{2}$ oder $\varphi = \frac{3}{2}\pi$ wird $\cos\varphi = 0$ und $\sin\omega = 0$, die Gleichung (IV) nimmt demnach die Form an:

$$y^{\frac{5}{2}} = H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{4}\frac{\alpha}{g}\frac{1}{\sqrt{H}}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^2 \frac{1}{x} - \frac{5}{2}\frac{\beta}{g}\left(\frac{q}{2\pi\mu}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}}.$$

Die Depressionskurve in der zur Stromrichtung normalen Ebene ist also wirklich identisch mit der Depressionskurve, welche unter analogen Umständen bei unbewegtem Grundwasser erhalten worden wäre; ferner folgt für dieselbe Ebene aus der Differentialgleichung 1, daß für $x = \infty$ der Differentialquotient $\frac{dy}{dx} = 0$ wird.

Bezeichnet α den Winkel, welchen die Tangente an die Depressionskurve in einem beliebigen Punkte mit der positiven X-Achse einschließt, so gilt die Relation:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sin\alpha}{\cos(\omega + \alpha)}.$$

Da nun für unendlich große Werte von x der Wert des Differentialquotienten verschwindet, so muß $\alpha = 0$ sein, d. h. die Tangente der Depressionskurve im Unendlichen muß parallel der X-Achse sein.

Aus Gleichung IV geht weiter hervor, daß für große Werte von x die Werte von y sich dem von H nähern werden; für $x = \infty$ wird also $y = H$. Dies, im Zusammenhang mit dem unmittelbar Vorhergehenden, zeigt, daß der ursprüngliche, unbeeinflußte Grundwasserspiegel auch in dem Falle des bewegten Grundwassers Asymptote der Depressionskurve ist. Die Depressionsfläche wird sich also erst im Unendlichen dem ursprünglichen Grundwasserspiegel wieder anschließen.

Etwas anders gestalten sich die Verhältnisse bei der Untersuchung der zweiten in der Ebene PP_1 von dem Brunnen stromabwärts gelegenen Depressionskurve (Abb. 17). Hier sind den angeführten Bezeichnungen ebenfalls die früher definierten Bedeutungen beigelegt. Das Koordinatensystem wird analog wie vorher gewählt, nur ist der Winkel, den die Koordinatenachsen miteinander bilden, in diesem Falle $90 + \omega$. Es seien

P_1 und P'_1 zwei unendlich benachbarte Punkte der Depressionskurve,

x und y die Koordinaten des Punktes P_1,

$v_{x,\varphi+\pi}$ die gegen die Brunnenachse gerichtete oder radiale Geschwindigkeitskomponente in der Vertikalen P_1, die, wie früher gezeigt wurde, gleich ist

$$v_{x,\varphi+\pi} = \frac{q}{F_x} - c \cdot \cos\varphi, \text{ oder}$$

unter Einsetzung des Wertes $F_x = 2\pi\mu x y$

$$v_{x,\varphi+\pi} = \frac{q}{2\pi\mu x y} - c \cdot \cos\varphi,$$

$P'_1 Q_1$ der Druckhöhenverlust beim Übergange vom Punkte P'_1 zum Punkte P_1; es ist $P'_1 Q_1 = dy - dx \sin\omega$.

Unter der Annahme, daß dieser ganze Druckhöhenverlust $P'_1 Q_1$ zur Überwindung der Bewegungswiderstände auf der Strecke $P_1 P'_1$ verwendet wurde, erhält man bei Anwendung des Widerstandsgesetzes:

$$P'_1 Q_1 = \xi \cdot \frac{v^2_{x,\varphi+\pi}}{2g} dx.$$

Daraus ergibt sich durch Einsetzen der bekannten Werte von ξ, $v_{x,\varphi+\pi}$ und $P'_1 Q_1$ die Differentialgleichung der Depressionskurve:

$$dy - dx \sin\omega = \frac{\alpha}{2g}\left[\frac{q}{2\pi\mu x y} - c \cdot \cos\varphi\right]^2 dx + \frac{\beta}{2g}\left[\frac{q}{2\pi\mu x y} - c \cdot \cos\varphi\right]^{\frac{3}{2}} dx. \quad (2)$$

Wird in dieser Differentialgleichung $\frac{q}{2\pi\mu x y} - c \cdot \cos\varphi = 0$, so folgt sofort: $\frac{dy}{dx} = \sin\omega$, d. h. in jenem Punkte P_0 der Depressionskurve, für welchen die Relation zwischen seinen Koordinaten x_0 und y_0 $\frac{q}{2\pi\mu x_0 y_0} - c \cdot \cos\varphi = 0$ identisch erfüllt ist, wird die Tangente der Depressionskurve horizontal sein. Dieser Punkt P_0 wird der Kulminationspunkt genannt. Der geometrische Ort dieser Kulminationspunkte bildet die Grenze, über welche hinaus eine Bewegung in der Richtung nach dem Brunnen nicht mehr stattfindet. Die Entfernung dieses Punktes P_0 von der Brunnenachse ergibt sich zu

$$x_0 = \frac{q}{2\pi\mu y_0 \cdot c \cdot \cos\varphi}. \quad (V)$$

Für diese Ordinate P_0 wird die radiale Geschwindigkeit gleich Null, es findet also in der Richtung zum oder vom Brunnen keinerlei Bewegung des Grundwassers statt. In der obigen Gleichung (V) wird man mit genügender Genauigkeit y_0 durch H ersetzen können und erhält

$$x_0 = \frac{q}{2\pi\mu H \cdot c \cos\varphi}. \quad (Va)$$

Die Gleichungen (V) und (Va) stellen die Gleichung der Kurve dar, welche den geometrischen Ort der Kulminationspunkte bildet. Setzt man für y_0 den Wert aus Gleichung (IV) ein, so erhält man sehr verwickelte und umfangreiche Ausdrücke, die eine weitere Behandlung nahezu unmöglich machen. Die angenäherte Gleichung (Va) zeigt aber weiter, daß der geometrische Ort der Kulminationspunkte näherungsweise eine gerade Linie bildet, die normal auf die Richtung des Grundwasserstroms gerichtet ist, und die durch die Brunnenmitte zum Stromstrich parallel gelegte Achse in der Entfernung $\frac{q}{2\pi\mu H \cdot c}$ schneidet.

Die Bestimmung dieses Punktes P_0 und die nähere Diskussion der Gleichungen (V) ist für die Theorie der in Grundwasserströmen abgeteuften Brunnen von eminenter Wichtigkeit; für die Untersuchung der Depressionsflächen kommt er nur deshalb in Betracht, weil die radiale Geschwindigkeit in diesem Punkte, durch den Wert Null hindurchgehend, ihr Zeichen ändert. Der Widerstand bei der Bewegung ist zwar nur von dem absoluten Werte der Geschwindigkeit, nicht aber von der Richtung derselben abhängig, trotzdem aber verliert die Differentialgleichung in der Form 2 für alle Punkte, die abwärts vom Punkte P_0 liegen, ihre Bedeutung, da das Binom auf der rechten Seite $\left[\frac{q}{2\pi\mu xy} - c \cdot \cos\varphi\right]^{\frac{3}{2}}$ für Werte von $\frac{q}{2\pi\mu xy} < c \cdot \cos\varphi$ negativ wird, mithin seine reelle Bedeutung verliert.

Für zwei unendlich benachbarte Punkte P_2 und P'_2, welche abwärts vom Punkte P_0 gelegen sind, ergibt sich der Druckhöhenverlust $P'_2 Q_2$ beim Übergange vom Punkte P_2 zum Punkte P'_2 zu $P'_2 Q_2 = dx \sin\omega - dy$, die Geschwindigkeit $v_{x,\,\varphi+\pi}$ ergibt sich in diesem Falle, abgesehen von dem Zeichen zu $c \cdot \cos\varphi - \frac{q}{2\pi\mu xy}$.

Durch Anwendung des Widerstandsgesetzes erhält man auch für diesen Fall die Differentialgleichung des Teiles der Depressionskurve vom Punkte P_0 abwärts

$$dx \sin\omega - dy = \frac{\alpha}{2g}\left[c \cdot \cos\varphi - \frac{q}{2\pi\mu xy}\right]^2 dx + \frac{\beta}{2g}\left[c \cdot \cos\varphi - \frac{q}{2\pi\mu xy}\right]^{\frac{3}{2}} dx. \quad (3)$$

In dieser Gleichung wird für $x = \infty$ auch $\frac{dy}{dx} = 0$. Der ursprüngliche Grundwasserspiegel wird also hier, wie selbstredend, Asymptote der Depressionskurve sein. Die Integration der beiden Differentialgleichungen 2 und 3 durchzuführen und die erhaltenen Integralgleichungen zu diskutieren, würde hier zu weit führen. Man kann davon um so eher abstehen, als sich schon aus Gleichung (IV) schließen läßt, daß man wieder sehr komplizierte Ausdrücke erhält, mit denen in der Praxis nichts anzufangen ist. Bestimmt sind die Kurven durch ihre Differentialgleichungen, aus denen bereits das Wichtigste herausgelesen werden kann.

c) Entnahmegrenze des Brunnens im Grundwasserstrom.

Im vorstehenden Abschnitt b ist die Einwirkung der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit auf die Geschwindigkeit der Wasserteilchen in der Richtung der Brunnenachse untersucht, die Absenkungskurven in den verschiedenen Schnittebenen ermittelt und die Depressionsfläche als geometrischer Ort dieser Absenkungskurvenschar bestimmt worden. Zweck der nachfolgenden Untersuchungen ist es, den Weg des einzelnen Wasserteilchens näher zu verfolgen und auf diese Weise die Grenzen festzulegen, innerhalb welcher das Wasser des Grundwasserstroms dem Brunnen zufließt.

Die nachstehende Abbildung 18 stellt im Grundriß einen in einem Grundwasserstrom abgeteuften Brunnen vom Halbmesser r dar,

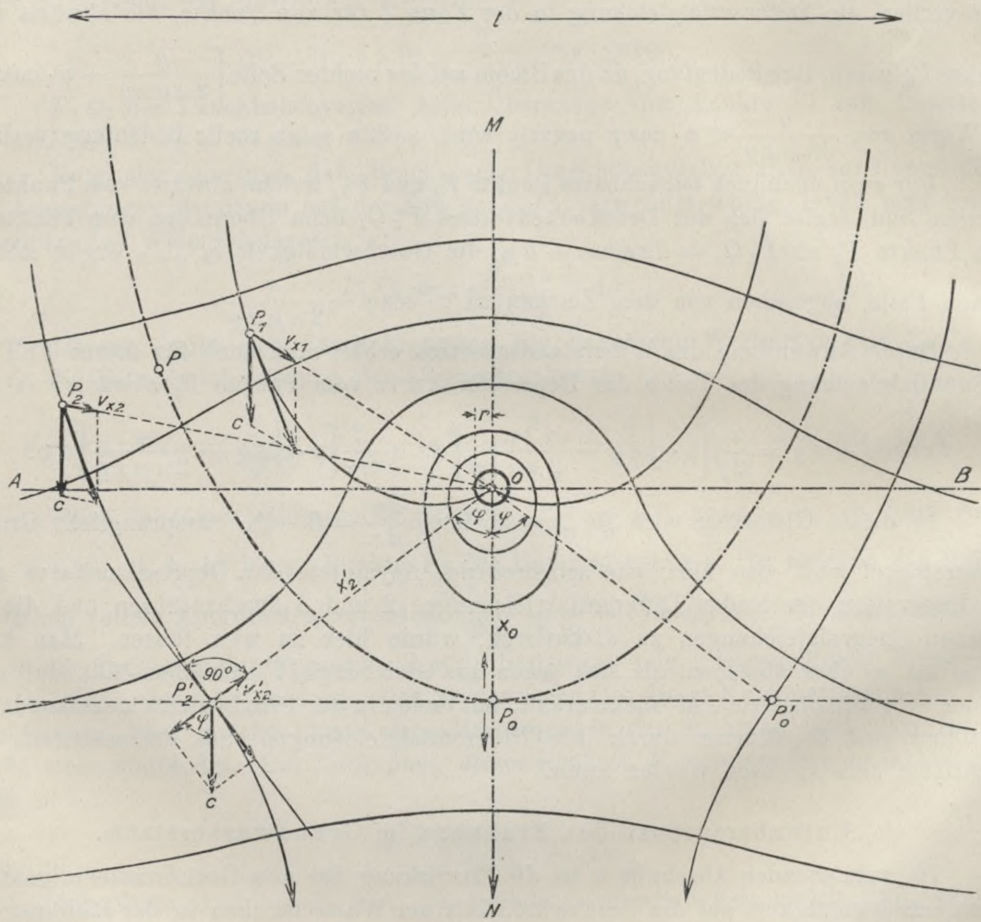
O ist die Horizontalprojektion der vertikalen Brunnenachse,

MN die Strömungsrichtung, c die Geschwindigkeit des Grundwasserstroms von der Mächtigkeit H.

Das Wasserteilchen P_1, auf das die radial nach der Brunnenachse gerichtete Geschwindigkeit v_{x_1} und die Geschwindigkeit c wirkt, wird sich in der Richtung der Resultierenden aus diesen beiden Geschwindigkeiten bewegen und auf der in Abbildung 18 angegebenen Bahn in den Brunnen gelangen.

Das Wasserteilchen P_2 wird von der radialen Geschwindigkeit v_{x_2} von seiner ursprünglich der Stromrichtung MN parallelen Bahn in der Richtung nach dem Brunnen abgelenkt und die in der Abbildung 18 gezeichnete Bahn beschreiben, es wird aber nicht mehr in den Brunnen eintreten, sondern stromabwärts weiterfließen.

Abb. 18



Zwischen diesen beiden Punkten P_1 und P_2 muß es demnach einen Punkt P geben, dessen Bahn, wie in der Abbildung 18 strichpunktiert gezeichnet, weder in den Brunnen mündet, noch vom Brunnen abwärts führt. Die Bahnlinie dieses Punktes P stellt also die Grenzlinie für das Gebiet dar, aus welchem der Brunnen die demselben entnommene Wassermenge q bezieht. Innerhalb dieser Grenzlinie fließt das gesamte Grundwasser dem Brunnen zu, außerhalb dieser Grenzlinie wird das Grundwasser zwar in seiner Bewegungsrichtung beeinflußt, es bleibt aber noch dem Grundwasserstrom erhalten. Diese Grenzlinie nennt man die Entnahmegrenze, das durch dieselbe begrenzte Gebiet das Entnahmegebiet des Brunnens bei der Entnahme einer Wassermenge q.

Kennt man für einen gegebenen Fall die Entnahmegrenze, so kann man mit Hilfe derselben ohne weiteres die Breite l des innerhalb der Entnahmegrenze gelegenen Teiles des Grundwasserprofiles ermitteln, welcher durch den Brunnen bei der Wasserentnahme q entwässert wird.

Die Kenntnis des Entnahmegebietes, sowie der Entnahmegrenzen ist von besonderer Wichtigkeit bei der Beurteilung der gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Fassungsanlagen, sowie für die Fernhaltung schädlicher Beeinflussung des Grundwassers, welches menschlicher Versorgung dient.

Der Punkt P_1 wird in allen Punkten seiner Bahn, welche in den Brunnen mündet, eine nach dem Brunnenmittelpunkte gerichtete Geschwindigkeitskomponente haben. Für den Punkt P_2 liegen jedoch die Verhältnisse anders. Solange derselbe sich oberhalb der durch die Brunnenachse normal zur Strömungsrichtung gelegten Ebene AB befindet, wird die Eigengeschwindigkeit c des Grundwassers die durch die Absenkung im Brunnen erzeugte Geschwindigkeit beschleunigen. Im Schnittpunkte der Bahn mit der Linie AB wird der Einfluß der Eigengeschwindigkeit c auf die normal dazu gerichtete radiale Geschwindigkeit gleich Null sein, und unterhalb der Linie AB wird die Eigengeschwindigkeit die radiale Geschwindigkeit verzögern, bis im Punkte P'_2 die radiale Komponente von c gleich der radialen Geschwindigkeit v'_{x_2} wird, so daß sich diese beiden entgegengesetzt gerichteten Geschwindigkeiten aufheben, eine Bewegung nach dem Brunnen zu also nicht mehr stattfindet. Vom Punkte P'_2 abwärts überwiegt die vom Brunnen weggerichtete Komponente von c, so daß im Punkte P'_2 eine Änderung der Bewegungsrichtung eintritt. Der Punkt P'_2 ist demnach ein Wendepunkt, die Tangente in diesem Punkte eine Wendetangente der Bahnkurve des Punktes P_2. Da die Geschwindigkeit im Punkte P'_2 in der Richtung P'_2O gleich Null ist, steht die Wendetangente senkrecht auf der Verbindungslinie des Punktes P'_2 mit dem Brunnenmittelpunkt O.

Legt man durch den Wendepunkt P'_2 und die Brunnenachse eine Ebene, so wird der Wendepunkt P'_2 gleichzeitig der Kulminationspunkt der durch diese Ebene herausgeschnittenen Absenkungskurve sein. Die Entfernung x'_2 dieses Punktes von der Brunnenmitte bestimmt sich nach der Gleichung (Va) zu

$$x'_2 = \frac{q}{2\pi\mu H \cdot c \cdot \cos\varphi},$$

wobei φ den Winkel bedeutet, den diese Schnittebene P'_2O mit der Strömungsrichtung des Grundwassers bildet.

Für den Kulminationspunkt P_0 in der durch die Brunnenachse parallel zur Strömungsrichtung gelegten Ebene ergibt sich dessen Entfernung x_0 von der Brunnenachse zu

$$x_0 = \frac{q}{2\pi\mu Hc}.$$

Es ist also

$$x'_2 = \frac{x_0}{\cos\varphi},$$

d. h. die in dem Kulminationspunkte P_0 auf der durch die Brunnenachse parallel zur Strömungsrichtung gelegten Ebene errichtete Senkrechte ist der geometrische Ort aller Wendepunkte P'_2 und gleichzeitig Tangente der Entnahmegrenze im Punkte P_0.

Durch die Ermittlung des Punktes P_0 ist daher der Scheitel der Entnahmegrenze und gleichzeitig die Tangente im Scheitel gegeben.

Wie oben ausgeführt, wird durch die Entnahme einer Wassermenge q aus dem Brunnen ein Streifen des Grundwasserprofiles von der Breite l entwässert, d. h. die Durchflußmenge dieses Streifens muß gleich der Wassermenge q sein, also:

$$q = \mu \cdot H \cdot l \cdot c .$$

Setzt man diesen Wert von q in die obige Gleichung für x_0, so erhält man:

$$l = 2\pi x_0 . \qquad \text{(VI)}$$

Diese Entfernung x_0 des Kulminationspunktes in der vom Brunnen stromabwärts gelegenen Achse soll deshalb der **Wirkungsradius** des Brunnens genannt werden. Es empfiehlt sich, diese Entfernung x_0 durch eine eigene Bezeichnung besonders hervorzuheben, weil dieser Wirkungsradius tatsächlich für die Beurteilung der Wirkungsweise des Brunnens eine einschneidende Bedeutung hat.

Aus der Gleichung

$$x_0 = \frac{q}{2\pi \cdot \mu H \cdot c}$$

geht hervor, daß in dem Wirkungsradius x_0 die für die hydrologische Beurteilung des Versuchsfeldes in Betracht kommenden Faktoren, wie Durchlässigkeit, Höhe der wasserführenden Schicht und Geschwindigkeit gewissermaßen in ihrer Wirkung zum Ausdruck kommen. Ferner ergibt sich daraus, daß der Wirkungsradius für dasselbe Versuchsfeld direkt proportional der Fördermenge ist. Durch diese Erkenntnis ist man in der Lage, aus dem für eine bestimmte Fördermenge ermittelten Wirkungsradius sowohl den Wirkungsradius als auch damit das gegenseitige Verhalten verschiedener Brunnen für beliebige andere Fördermengen zu bestimmen. Mit besonderem Nachdruck muß aber darauf hingewiesen werden, daß der Wirkungsradius nur von der Wassermenge, Durchlässigkeit, Mächtigkeit des Grundwasserprofils und der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit abhängig, von dem Brunnendurchmesser und der Bauart des Brunnens aber vollständig unabhängig ist.

Allgemein erhält man, wenn man die Kulmination nicht in der zur Strömungsrichtung parallelen Ebene OP_0, sondern in einer beliebigen Ebene OP_2' bestimmt hat:

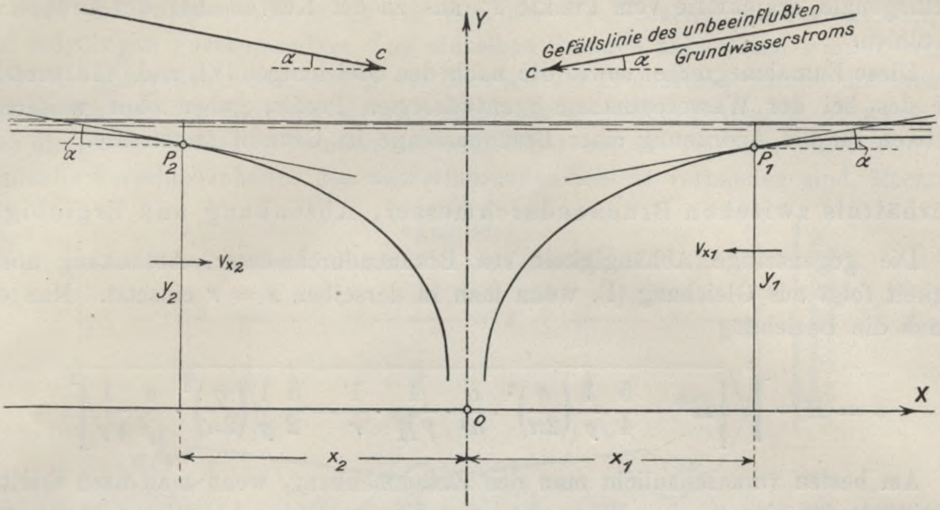
$$l = 2\pi x_2' \cos\varphi . \qquad \text{(VIa)}$$

Außer dem Kulminationspunkte P_0 gibt es in der Absenkungsfläche noch zwei Punkte, in welchen die durch die Wasserentnahme aus dem Brunnen erzeugte Geschwindigkeit v_x gleich der Geschwindigkeit c des unbeeinflußten Grundwassers ist. Es ist oben nachgewiesen worden, daß die Geschwindigkeiten und dementsprechend auch die Depressionskurven in der durch die Brunnenachse senkrecht auf die Bewegungsrichtung des Grundwasserstroms gelegten Ebene von der dem Grundwasser eigentümlichen Geschwindigkeit c nicht beeinflußt werden. Die Depressionskurven in dieser Ebene stimmen daher mit jenen überein, die man bei Entnahme derselben Wassermenge q aus einem nach allen Richtungen unbegrenzten Wasserbecken bekommen hätte.

Bestimmt man für die in Abb. 19 dargestellten beiden Depressionskurven die Punkte P_1 und P_2, in welchen die Tangenten parallel der Gefällslinie des unbeeinflußten Grundwasserstroms sind, also den gleichen Neigungswinkel α haben, wie ihn der Grundwasserstrom besitzt, so folgt ohne weiteres, daß die Geschwindigkeiten v_{x_1} und v_{x_2} in diesen beiden Erzeugenden gleich der Geschwindigkeit c sind. Daraus folgt weiter:

$$2\mu\pi x_1 y_1 c = q = 2\mu\pi x_2 y_2 c$$

Abb. 19.



oder näherungsweise:

$$2\mu\pi x_1 H\cdot c = q = 2\mu\pi x_2 H\cdot c$$

und daraus

$$x_1 = x_2 = x_0 ,$$

d. h. der Abstand der beiden Punkte P_1 und P_2, in denen die Tangenten dieselbe Neigung haben, wie der unbeeinflußte Grundwasserstrom, von der Brunnenachse ist gleich der Entfernung des Kulminationspunktes P_0 von der Brunnenachse, also gleich dem Wirkungsradius des Brunnens für die Entnahme q. Damit sind zwei weitere Möglichkeiten für die Bestimmung des Wirkungsradius aus dem Versuch gegeben, so daß für den gegebenen Fall der Mittelwert mit genügender Genauigkeit aus einer Reihe von Einzelwerten bestimmt werden kann.

Die Gleichungen (VI) und (VIa) lassen sich auch direkt durch nachstehende Erwägungen ableiten. In den Wendepunkten P_0, $P'_2 \cdots$ ist stets die von dem Brunnen weggerichtete Komponente der Geschwindigkeit c gleich der in diesen Punkten durch die Absenkung im Brunnen erzeugten Geschwindigkeit v_{x_0}, v'_{x_2}, $\cdots$, es ist also

$$v_{x_0} = c ,$$

$$v'_{x_2} = c\cdot\cos\varphi ,$$

ferner ist:

$$2\pi\mu x_0 H v_{x_0} = q = 2\pi\mu x_0 H c$$

$$2\pi\mu x'_2 H v'_{x_2} = q = 2\pi\mu x'_2 H\cdot c\cdot\cos\varphi .$$

Die Wassermenge q, welche dem Brunnen in der geraden Zylinderfläche, deren Leitlinie ein Kreis von dem Halbmesser x_0 oder x'_2, und deren Höhe H ist, zuströmt, entspricht der Durchflußmenge des Profilstreifens von der Breite l, es ist also:

$$q = \mu\cdot l\cdot H\cdot c$$

und durch Gleichsetzen des Wertes für q

$$l = 2\pi x_0 = 2\pi x'_2 \cos\varphi .$$

Die Bestimmung der Depressionsfläche ist im § 6 näher erörtert. Ist, wie in Abb. 25 § 6 gezeigt, die Depressionsfläche in Horizontalkurven aufgenommen und der Abstand des Kulminationspunktes P_0 entweder als ein Einzelwert oder als Mittelwert aus verschiedenen Depressionskurven ermittelt, so bestimmt sich die Entnahmegrenze als orthogonale Trajektorie vom Punkte P_0 aus zu der Kurvenschar der Grundwasserhorizontalen.

Diese Entnahmegrenze, sowie die nach den Gleichungen (VI) und (VIa) errechnete Breite des bei der Wasserentnahme q entwässerten Profils, geben ohne weiteres die Direktiven für die Anordnung einer Brunnenanlage im Grundwasserstrome.

d) Verhältnis zwischen Brunnendurchmesser, Absenkung und Ergiebigkeit.

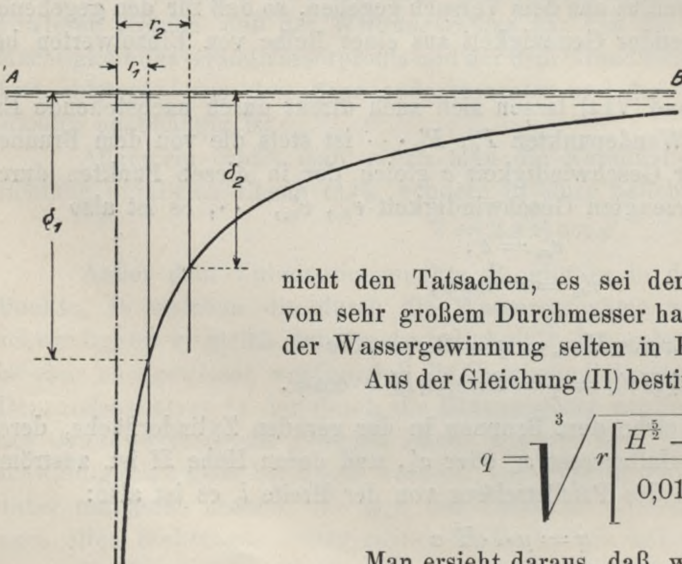
Die gegenseitige Abhängigkeit von Brunnendurchmesser, Absenkung und Ergiebigkeit folgt aus Gleichung (I), wenn man in derselben $x = r$ einsetzt. Man erhält demnach die Beziehung

$$\delta = H - \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{4}\cdot\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^2\cdot\frac{\alpha}{\mu^2}\cdot\frac{1}{\sqrt{H}}\cdot\frac{1}{r} - \frac{5}{2}\,\frac{1}{g}\left(\frac{q}{2\pi}\right)^{\frac{3}{2}}\cdot\frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}\,\frac{1}{\sqrt{r}}\right]^2}\,.$$

Am besten veranschaulicht man den Zusammenhang, wenn man nach Ermittlung der Beiwerte für eine gewisse Wassermenge q die zugehörige Absenkungskurve rechnet und diese graphisch aufträgt, wie Abb. 20 zeigt. Trägt man in diese Absenkungskurve für die Fördermenge q verschiedene Werte r_1 und r_2 für den Brunnenhalbmesser ein, so geben die Ordinaten δ_1 und δ_2 die den Abszissen r_1 und r_2 entsprechenden Absenkungen.

Da der vertikale Ast der Depressionskurve, der die Brunnenachse zur Asymptote hat, in der Regel viel steiler verläuft als der horizontale Ast, so folgt daraus, daß eine Vergrößerung des Durchmessers eine sehr erhebliche Verminderung der Absenkung bewirkt. Jedenfalls entspricht die vielfach verbreitete Ansicht, daß die Vergrößerung des Durchmessers eine nennenswerte Verminderung der Absenkung nicht zur Folge hätte, nicht den Tatsachen, es sei denn, daß es sich um Brunnen von sehr großem Durchmesser handelt, die aber für die Zwecke der Wassergewinnung selten in Betracht kommen.

Abb. 20.



Aus der Gleichung (II) bestimmt sich die Wassermenge q zu

$$q = \sqrt[3]{r\left[\frac{H^{\frac{5}{2}} - (H-\delta)^{\frac{5}{2}}}{0{,}016181\,\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}}\right]^2}\,.$$

Man ersieht daraus, daß, wenn man bei derselben Absenkung eine größere Wassermenge aus dem Brunnen entnehmen will, man den Brunnendurchmesser im Verhältnis der dritten Potenz der Wasserentnahme vergrößern muß, während umgekehrt bei derselben Absenkung die Wassermenge entsprechend der dritten Wurzel des Halbmessers mit wachsendem Halbmesser zunimmt.

e) Anordnung von Brunnenanlagen.

Wird der Pumpversuch schon mit ungefähr der Wassermenge durchgeführt, die bei der endgültigen Fassungsanlage dem einzelnen Brunnen entnommen werden soll, so entspricht die theoretische Entfernung der Brunnen der Profilbreite, welche der einzelne Brunnen entwässert. In Wirklichkeit wird man aber auch dem Umstande, ob durch den Brunnen die ganze Tiefe des Grundwasserprofils oder nur ein Teil ausgenutzt wird, und ob eventuelle Verschiedenheiten der wasserführenden Schicht vorhanden sind, Rechnung

Abb. 21.

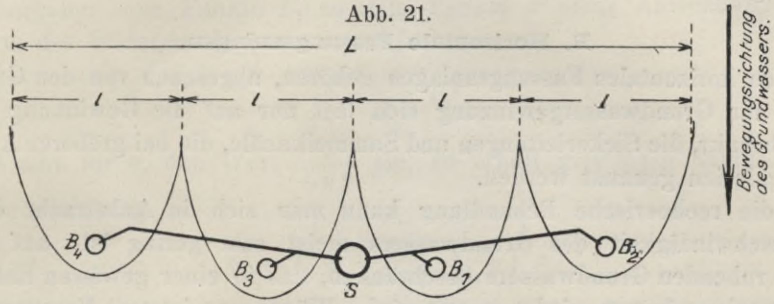
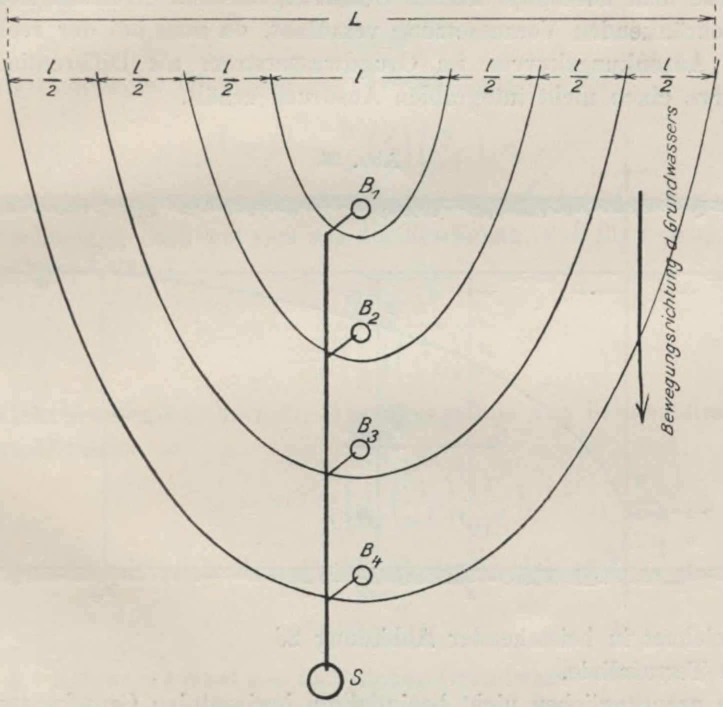


Abb. 22.



tragen und sich überdies eine gewisse Reserve schaffen müssen, so daß der wirkliche Abstand der Brunnen unter allen Umständen geringer als der theoretische zu bemessen sein wird. Liegt der Abstand der Brunnen fest, so kann man die Brunnen nicht nur in einem auf die Grundwasserströmung senkrechten Profil, wie dies allgemein üblich ist, anordnen, sondern man ist in der Anordnung vollständig frei, und sollen im nachstehenden zur Erläuterung die beiden Grenzfälle behandelt werden.

In Abb. 21 ist die Anordnung der Brunnenfolge in einem Profile senkrecht, in Abb. 22 in einem Profile parallel zur Strömungsrichtung dargestellt.

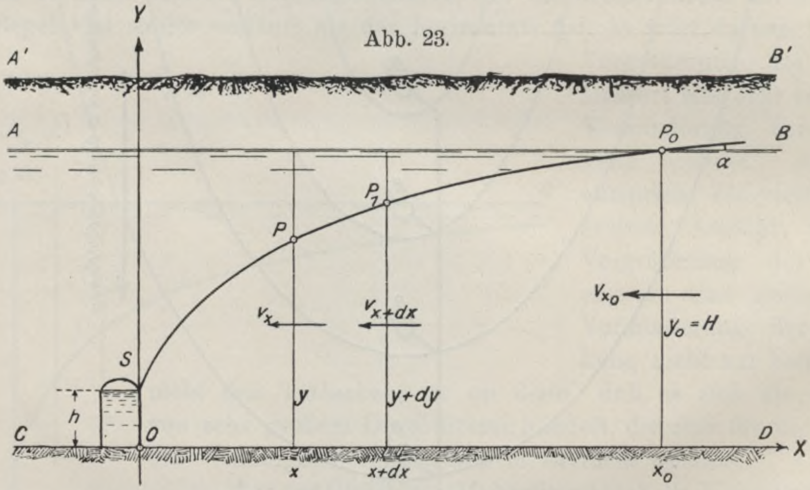
Es bezeichnet S den Sammelbrunnen, B_1, B_2 ... die Brunnen, l die Breite des von einem einzelnen Brunnen entwässerten Profilstreifens, L die Länge des gesamten entwässerten Profils. Man sieht also, daß man in den beiden Grenzlagen denselben Zweck erreicht, wenn auch bezüglich der konstruktiven Ausbildung der beiden Fassungsanlagen verschiedene Vorkehrungen getroffen werden müssen. Aus dieser Darlegung geht hervor, daß man zwischen den beiden Grenzlagen auch jede andere beliebige Anordnung wählen kann, bei Grundwasserströmen also in bezug auf Anordnung der Grundwasserfassung große Freiheit besitzt.

B. Horizontale Fassungsanlagen.

Zu den horizontalen Fassungsanlagen gehören, abgesehen von den Gräben, deren Anwendung für Grundwassergewinnung sich fast nur auf die Gewinnung von Dünenwasser beschränkt, die Sickerleitungen und Sammelkanäle, die bei größeren Ausführungen auch Filtergalerien genannt werden.

Für die rechnerische Behandlung kann man sich in Anbetracht dessen, daß die Eigengeschwindigkeit des Grundwassers meist sehr gering ist, auf die Voraussetzung des ruhenden Grundwassers beschränken, das in einer gewissen Entfernung von der Fassungsanlage immer wieder ersetzt wird. Würde man letztere Voraussetzung fallen lassen, so würde man überhaupt keinen Beharrungszustand erreichen können. Man ist zu dieser einschränkenden Voraussetzung veranlaßt, da man bei der rechnerischen Behandlung der Absenkungskurven im Grundwasserstrom als Differentialgleichung der Depressionskurve einen nicht integrablen Ausdruck erhält.

Abb. 23.



Es bezeichnet in beistehender Abbildung 23

$A'B'$ die Terrainlinie,

AB den ursprünglichen nicht beeinflußten horizontalen Grundwasserspiegel,

CD das Hangende der undurchlässigen Schicht, welche parallel dem Grundwasserspiegel angenommen wird, so daß die Mächtigkeit H der wasserführenden Schicht für alle Punkte konstant bleibt,

h die Höhe des Sammelkanals S,

ferner sei

L die Länge des Sammelkanals S,

μ der Durchflußbeiwert, wie bereits früher definiert,

q die dem Sammelkanal entnommene Wassermenge.

Hierbei sei vorausgesetzt, daß im Punkte P_0 die Absenkungskurve den Grundwasserspiegel schneidet, und daß in diesem Punkte die Entnahme des Wassers durch die Durchflußmenge des Grundwasserstroms ersetzt wird.

Unter der Voraussetzung eines orthogonalen Koordinatensystems, dessen X-Achse die Schnittlinie der Ebene $ABCD$ mit dem Hangenden der undurchlässigen Schicht, und dessen Y-Achse die Schnittlinie der Ebene $ABCD$ mit der durch die Wand des Sammelkanals zur Ebene $ABCD$ senkrecht gelegten Ebene ist, erhält man für den Druckverlust bei dem Übergange vom Punkte P_1 zu dem Punkte P unter Anwendung der vereinfachten Form des Widerstandsgesetzes wie früher

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\gamma}{2g} \cdot v_x^{\frac{3}{2}}.$$

Setzt man für v_x den Wert $\frac{q}{L\mu y}$ ein, so erhält man nach Ausführung der Integration die Gleichung

$$y^{\frac{5}{2}} = C + \frac{5}{4}\left(\frac{\gamma}{g}\right) \cdot \left(\frac{q}{\mu L}\right)^{\frac{3}{2}} x.$$

Die Integrationskonstante C bestimmt sich aus der Erwägung, daß für $x = o$, $y = h$ werden muß, zu

$$C = h^{\frac{5}{2}},$$

und daraus ergibt sich die Gleichung der Absenkungskurve zu

$$y^{\frac{5}{2}} = h^{\frac{5}{2}} + \frac{5}{4}\left(\frac{\gamma}{g}\right)\left(\frac{q}{\mu L}\right)^{\frac{3}{2}} x. \tag{VII}$$

Die Entfernung x_0, in welcher diese Absenkungskurve den horizontalen Grundwasserspiegel schneidet, bestimmt sich aus der Erwägung, daß für $x = x_0$, $y = H$ werden muß, aus Gleichung VII zu

$$x_0 = \frac{H^{\frac{5}{2}} - h^{\frac{5}{2}}}{\frac{5}{4}\left(\frac{\gamma}{g}\right)\left(\frac{q}{\mu L}\right)^{\frac{3}{2}}}.$$

Der Winkel, unter welchem die Absenkungslinie den horizontalen Wasserspiegel schneidet, berechnet sich zu

$$\alpha = \operatorname{arc\,tg}\left[\frac{\gamma}{2g}\left(\frac{q}{\mu L}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{1}{H^{\frac{3}{2}}}\right],$$

und die Geschwindigkeit v_{x_0} in dem Profile P_0 ergibt sich zu

$$v_{x_0} = \frac{q}{L\mu H}.$$

Ist ω der Neigungswinkel des natürlichen Grundwasserspiegels, c die dem Grundwasser eigentümliche Geschwindigkeit, so wird für

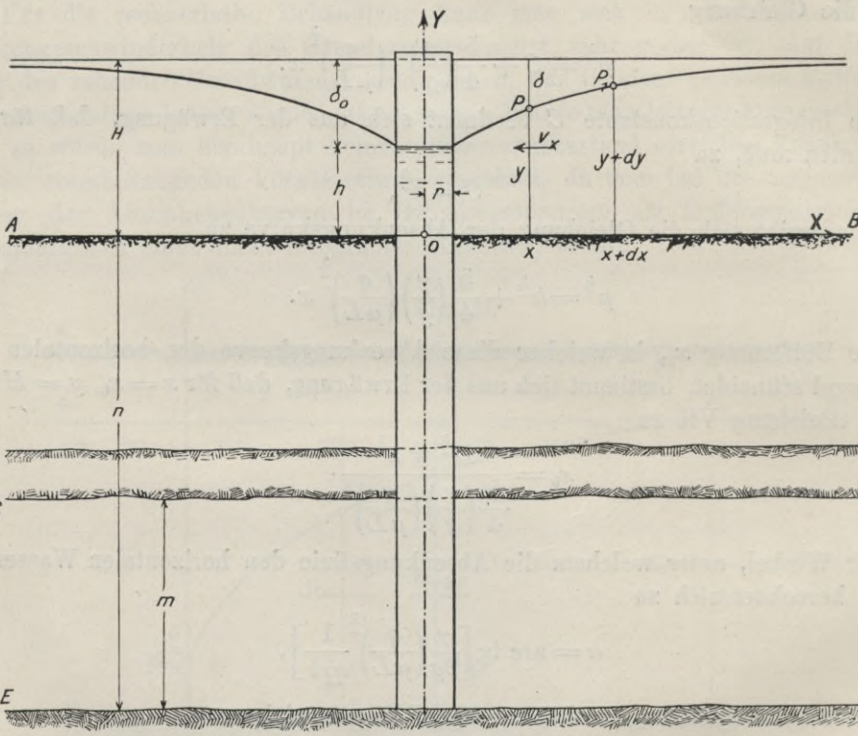
$$\alpha = \omega \text{ und } v_{x_0} = c$$

das gesamte vorhandene Wasser von der Fassungsanlage aufgenommen und abgeführt werden. Ist c größer als v_{x_0}, und ω größer als α, so wird nicht das ganze Wasser des Grundwasserstroms von der Fassungsanlage entnommen, sondern ein Teil wird ungenutzt weiter fließen. Ist dagegen $v_{x_0} > c$, also $\alpha > \omega$, so tritt ein Beharrungszustand nicht ein, da die von der Fassungsanlage abgeleitete Wassermenge größer als die Durchflußmenge ist. In diesem Falle wird die Schnittlinie der Absenkungskurve mit dem ursprünglichen Grundwasserspiegel immer weiter von der Fassungsanlage abrücken, und die Absenkungskurve sich immer weiter verflachen, bis schließlich das ganze oberhalb der Fassungsanlage vorhandene Grundwasser abgeleitet ist. In Wirklichkeit kann aber eine solche Fassungsanlage, allerdings mit wechselnder Ergiebigkeit, doch auf die Dauer bestehen, wenn eine ergiebige Anreicherung des Grundwassers durch Versickerung von Zeit zu Zeit stattfindet.

C. Artesische Bohrlöcher.

Bezeichnet in beistehender Abb. 24, die einen Schnitt durch ein artesisches Bohrloch darstellt, AB die Terrainlinie, CD das Liegende der die wasserführende Schicht nach oben, und EF das Hangende der die wasserführende Schicht nach unten abschließenden undurchlässigen Schicht, so bewegt sich das artesische Wasser unter Druck zwischen diesen beiden undurchlässigen Schichten. H sei der artesische Druck

Abb. 24.



über Terrain. Wird dem artesischen Bohrloch eine gewisse Wassermenge q entnommen, so vermindert sich der statische Druck H um die Absenkung δ_0, so daß die dynamische Höhe des Wasserstrahles sich auf h verringert, wobei die Beziehung herrscht $h = H - \delta_0$. Legt man den Mittelpunkt des orthogonalen Koordinatensystems in den Schnittpunkt der Bohrlochachse mit der Terrainlinie AB, so erhält man unter Anwendung des vereinfachten Ausdrucks für das Widerstandsgesetz bei der Bewegung des Wassers im Untergrunde für den Verlust an Druckgefälle bei dem Übergange von dem Punkte P_1 nach dem Punkte P die Gleichung

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\gamma}{2g} v_x^{\frac{3}{2}},$$

wobei v_x die Geschwindigkeit in der Erzeugenden P bedeutet. In der Voraussetzung, daß es sich um einen artesischen Grundwasserstrom handelt, stellt die Depressionskurve in Abb. 24 einen Schnitt normal zu der Bewegungsrichtung des Grundwasserstromes dar. Setzt man für v_x den Wert

$$v_x = \frac{q}{2\pi\mu x m},$$

wobei m die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht bedeutet, so erhält man als Differentialgleichung der Absenkungskurve

$$dy = \frac{\gamma}{2g}\left(\frac{q}{2\pi\mu m}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{dx}{x^{\frac{3}{2}}}.$$

Integriert man diese Gleichung und bestimmt die Integrationskonstante unter der Voraussetzung, daß für

$$x = \infty \quad y = H$$

wird, so erhält man die Gleichung der Depressionskurve zu

$$y = H - \frac{\gamma}{g}\left(\frac{q}{2\pi\mu m}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}}. \tag{VIII}$$

Daraus ergibt sich der Wert der Absenkung δ zu

$$\delta = H - y = \frac{\gamma}{g}\left(\frac{q}{2\pi\mu m}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}},$$

die Wassermenge q berechnet sich zu (VIIIa)

$$q = 2\pi\mu m\left(\frac{g}{\gamma}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt[3]{x} \cdot \delta^{\frac{2}{3}}$$

und die dynamische Höhe des Wasserstrahles h zu

$$h = H - \delta_0 = H - \frac{\gamma}{g}\left(\frac{q}{2\pi\mu m}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{1}{\sqrt{r}}, \tag{VIIIb}$$

wobei r den Halbmesser des artesischen Bohrlochs bedeutet.

Daraus ersieht man, daß bei Verminderung der dynamischen Strahlhöhe die Wassermenge im Verhältnis der $^2/_3$ Potenz dieser Verminderung wächst. Vollziehen sich diese Veränderungen innerhalb kleiner Grenzen, so kann man annehmen, daß die Vermehrung der Ausflußmenge näherungsweise proportional ist der Verminderung der Steighöhe, ein Ergebnis, das die Erfahrung im großen ganzen bestätigt hat.

§ 6. Ermittlung der Depressionsfläche und der Widerstandsbeiwerte durch den Pumpversuch.

a) Durchführung des Pumpversuches.

Um die Widerstandsbeiwerte für ein gegebenes Grundwassergebiet, oder die Entnahmegrenze bei einer bestimmten Wasserentnahme für einen gegebenen Fall ermitteln zu können, ist ein sogenannter Pumpversuch erforderlich. Dieser besteht darin, daß man an geeigneter Stelle einen Versuchsbrunnen abteuft, diesem Versuchsbrunnen eine gewisse Wassermenge ununterbrochen bis zum Eintritt des Beharrungszustandes entnimmt und die Gestalt der Depressionsfläche bei eingetretenem Beharrungszustande feststellt.

Für die Durchführung des Quantitätsversuches ist es erforderlich, daß die Förderung möglichst wenig Unterbrechungen erleidet und die geförderte Menge während des ganzen Versuches möglichst konstant gehalten wird. Um festzustellen, daß diese unerläßlichen Vorbedingungen erfüllt sind, muß der Betrieb kontrolliert werden, was am zweckmäßigsten durch die selbsttätige Aufzeichnung der Fördermenge erfolgt. Dies geschieht in der Weise, daß man die geförderten Wassermengen einen Überfall passieren läßt und die Überfallshöhen mittels Schwimmerapparates auf einem Papierstreifen verzeichnet, der auf einer durch ein Uhrwerk bewegten Trommel aufgespannt ist. Dadurch erhält man Schaulinien mit der Zeit als Abszissen und den Überfallshöhen als Ordinaten, und diese Schaulinien lassen jede Unterbrechung im Betriebe, sowie die Schwankungen in der Förderung ohne weiteres erkennen.

Zum Betriebe des Versuchsbrunnens dient eine Pumpe, die in der Regel von einer Lokomobile angetrieben wird. Ist elektrischer Strom erhältlich, wie dies bei der immer größeren Ausdehnung der Überlandzentralen häufig der Fall ist, so kann der Betrieb auch durch einen Elektromotor erfolgen. Liegt der Wasserspiegel nicht sehr erheblich unter Terrain, so empfiehlt sich die Verwendung einer Kreiselpumpe, bei tiefliegendem Wasserspiegel gelangen Schachtpumpen oder auch Mammutpumpen zur Verwendung.

Die Fördermenge q muß so gewählt werden, daß die im Brunnen erzeugte Absenkung genügend groß ist, um die Depressionsfläche scharf in die Erscheinung treten zu lassen. Bei geringen Absenkungen bildet sich die Depressionsfläche undeutlich aus, und ist auch der Eintritt des Beharrungszustandes, wie noch später gezeigt wird, schwerer zu erkennen.

Zur Ermittlung der Depressionsfläche wird der Grundwasserspiegel in einer Reihe von Beobachtungspunkten durch Bohrlöcher aufgeschlossen und die Wasserstände in diesen Beobachtungsbohrlöchern werden in regelmäßigen Intervallen gemessen. Es empfiehlt sich, diese Beobachtungsbohrlöcher über die ganze Umgebung des Brunnens zu verteilen, weil man auf diese Weise auch feststellen kann, ob die Verhältnisse des Untergrundes gleichmäßige oder ungleichmäßige sind.

Da es für die Beurteilung der Einwirkung des Versuchsbrunnens auf das umgebende Grundwasser darauf ankommt, die Absenkungskurven in mehreren durch die Brunnenachse gelegten Ebenen zu erhalten, wird man die Beobachtungsbohrlöcher ebenfalls in Achsen anordnen, die durch die Brunnenmitte gelegt sind, und zwar pflegt man, wie beifolgende Abb. 25 zeigt, die eine Achse MN parallel zur Stromrichtung und die andere Achse AB normal darauf zu legen. Eine Achse OC etwa unter 45° gegen die Stromrichtung stromabwärts vom Brunnen gelegt, würde ebenfalls für die Gestaltung der Depressionsfläche wertvolle Aufschlüsse geben. Abgesehen von diesen Achsen können einzelne Bohrlöcher in den Profilen M_1N_1, M_2N_2, ... parallel zur Stromrichtung gelegt werden. Für die Erkenntnis der Depressionsfläche ist es wichtig, daß hauptsächlich der vom Brunnen abwärts liegende Teil durch Bohrlöcher genügend aufgeschlossen wird. Insbesondere ist darauf zu achten, daß die Kulminationspunkte P_0 und eventuell P_0' in den von der Brunnenmitte abwärts liegenden Achsen möglichst genau bestimmt werden, da die Entfernung derselben x_0 bezüglich x_0' von der Brunnenachse, für die Bestimmung der Entnahmegrenze und damit auch für die Bestimmung der Durchflußmenge des Grundwasserstromes von der größten Wichtigkeit ist. Die Feststellung der Depressionskurven in zwei oder auch drei von der Brunnenmitte abwärts liegenden Achsen hat den großen Vorteil, daß man infolge der Beziehung

$$x_0 = x_0' \cdot \cos\varphi$$

mehrere Beobachtungswerte für x_0 erhält, aus denen ein Mittelwert abgeleitet werden kann.

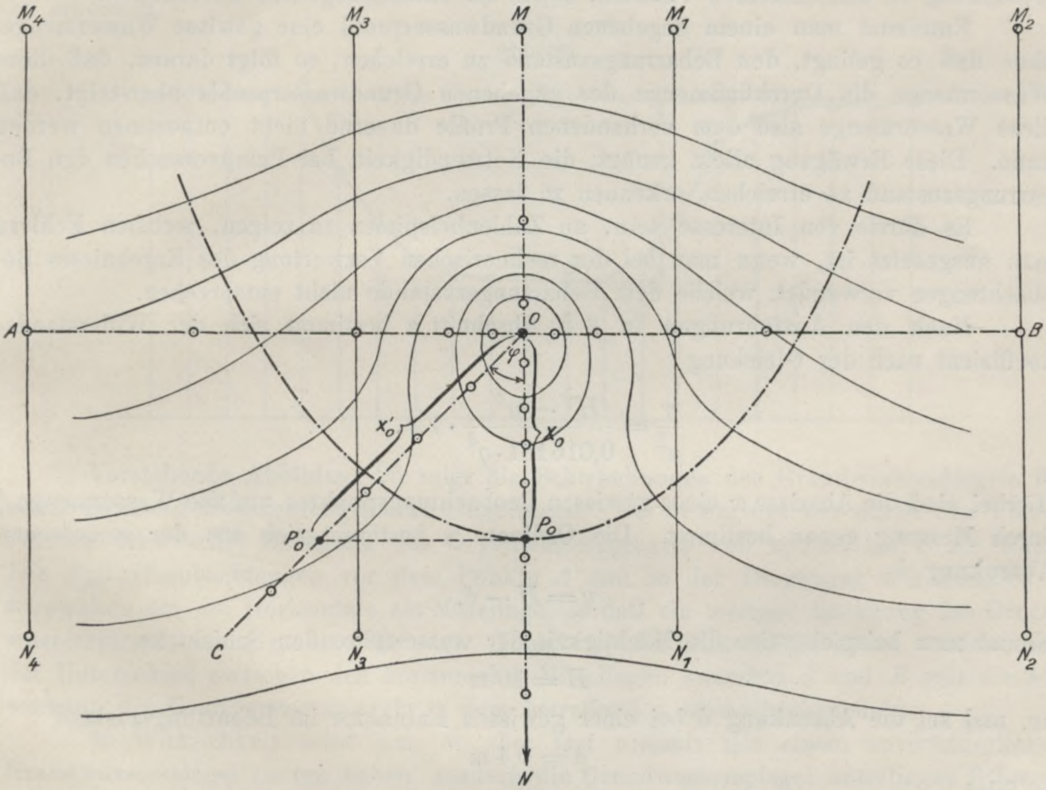
φ ist der Winkel, den die Ebene OC, in welcher die Depressionskurve beobachtet wurde, mit der Stromrichtung des Grundwassers einschließt. In der Regel wird man

$$\varphi = 45^{\circ}$$

wählen, um den zweiten durch Beobachtung gewonnenen Kulminationspunkt P'_0 in einiger Entfernung von P_0 zu gewinnen und weiter in Rücksicht darauf, um in der Mitte zwischen den Achsen OA und ON durch Beobachtung bestimmte Punkte der Depressionsfläche für die Darstellung derselben in Horizontalkurven zu haben.

Die Ermittlung der Grundwasserstände in den verschiedenen Beobachtungsbohrlöchern erfolgt in der Weise, daß die Höhenlage der Oberkanten dieser Bohrlöcher durch Nivellierung festgelegt wird, und daß von diesen Fixpunkten die Abstiche bis zum Grundwasserspiegel gemessen werden.

Abb. 25.



Das beim Pumpversuch gewonnene Wasser ist in dichten Gerinnen oder Rohrleitungen nach dem nächsten oberflächlichen Wasserlauf zu leiten. Sind solche Wasserläufe in erreichbarer Entfernung nicht vorhanden, so kann man, wenn die wasserdurchlässigen Schichten bis nahe an die Oberfläche heranreichen, sich dadurch helfen, daß man das geförderte Wasser in genügender Entfernung stromabwärts vom Brunnen zur Versickerung bringt. Die Entfernung der Versickerungsstellen muß so weit unterhalb des Kulminationspunktes P_0 gewählt werden, daß das versickerte Wasser unter keinen Umständen in den Brunnen zurückgelangen kann.

Bezüglich der örtlichen Lage des Versuchsbrunnens hat man darauf zu achten, daß innerhalb des Entnahmegebietes oberflächliche Wasserläufe mit durchlässigem Bett nicht vorhanden sind, so daß das Ergebnis des Versuches durch Einsickerung von Tagwasser nicht beeinflußt wird. Um dies außer allen Zweifel zu stellen, wird man den Gang des Grundwassers in der Nähe seiner Wasserläufe durch verschiedene Beobachtungsbohrlöcher kontrollieren.

b) Feststellung des Beharrungszustandes.

Die bei Pumpversuchen gewonnenen Ergebnisse sind nur dann rechnerisch zu verwerten, wenn sie dem Beharrungszustand, das heißt dem Gleichgewichtszustand zwischen der dem Brunnen entnommenen und der demselben zuströmenden Wassermenge entsprechen. Solange der Beharrungszustand nicht eingetreten ist, verändert sich die Depressionsfläche, was deutlich dadurch in die Erscheinung tritt, daß die Absenkungen wachsen, und die Entnahmegrenze immer weiter vom Brunnen abrückt. Bei eingetretenem Beharrungszustand bleibt jedoch die Depressionsfläche und damit die Absenkung in den einzelnen Punkten, sowie die Entnahmegrenze unverändert.

Entnimmt man einem gegebenen Grundwasserprofil eine gewisse Wassermenge, ohne daß es gelingt, den Beharrungszustand zu erreichen, so folgt daraus, daß diese Wassermenge die Durchflußmenge des gegebenen Grundwasserprofils übersteigt, daß diese Wassermenge also dem vorhandenen Profile dauernd nicht entnommen werden kann. Diese Erwägung allein genügt, die Notwendigkeit, bei Pumpversuchen den Beharrungszustand zu erreichen, erkennen zu lassen.

Es dürfte von Interesse sein, an Zahlenbeispielen zu zeigen, welchen Fehlern man ausgesetzt ist, wenn man bei der rechnerischen Verwertung des Ergebnisses Beobachtungen verwendet, welche dem Beharrungszustande nicht entsprechen.

Nach den Ausführungen in § 5 Abschnitt a bestimmt sich der Widerstandskoeffizient nach der Gleichung

$$\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} = \frac{H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}}{0{,}016181 \cdot q^{\frac{3}{2}}} \cdot \sqrt{x}\,.$$

Hierbei sind die Abszisse x eines gewissen Beobachtungspunktes und die Wassermenge q durch Messung genau bestimmt. Die Ordinate y bestimmt sich aus der gemessenen Absenkung δ

$$y = H - \delta.$$

Nimmt man beispielsweise die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht zu

$$H = 10 \text{ m}$$

an, und sei die Absenkung δ bei einer gewissen Entnahme im Beharrungszustand

$$\delta = 0{,}4 \text{ m}$$

so folgt

$$y = 9{,}60 \text{ m}.$$

Wird nun ein Wert von δ beispielsweise

$$\delta_1 = 0{,}3 \text{ m}$$

vor Erreichung des Beharrungszustandes der Rechnung zugrunde gelegt, so würde sich die zugehörige Ordinate zu

$$y_1 = 9{,}7 \text{ m}$$

ergeben.

Der Wert

$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}$$

der für den Widerstandskoeffizienten maßgebend ist, würde sich für den Beharrungszustand zu

$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} = 29 \text{ m}$$

ergeben, während er sich für den Wert y_1 zu

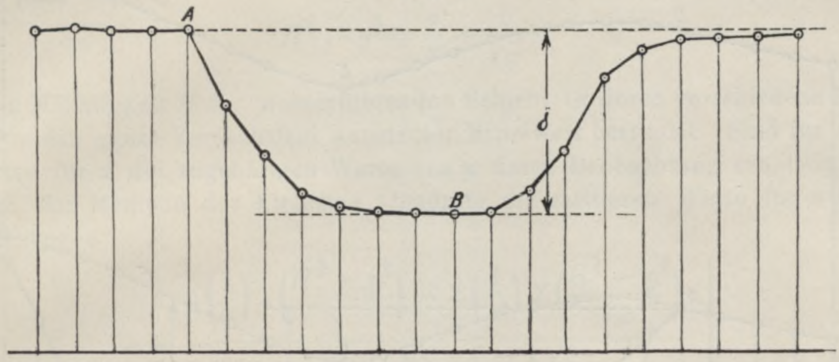
$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} = 23 \text{ m}$$

ergibt. Der Fehler von 0,1 m also ungefähr 1 % des Wertes in der Bestimmung von y, hat demnach einen Fehler von 25—30 % in der Bestimmung des Widerstandskoeffizienten zur Folge, eine Tatsache, die zahlenmäßig die Wichtigkeit des Beharrungszustandes dartut.

Bei der Unklarheit, die über diesen Punkt vielfach selbst in Fachkreisen herrscht, scheint es notwendig, näher darzulegen, in welcher Weise der Eintritt des Beharrungszustandes einwandfrei festgestellt werden kann.

Bei unveränderlichem Wasserstand ist der Eintritt des Beharrungszustandes leicht zu erkennen.

Abb. 26.



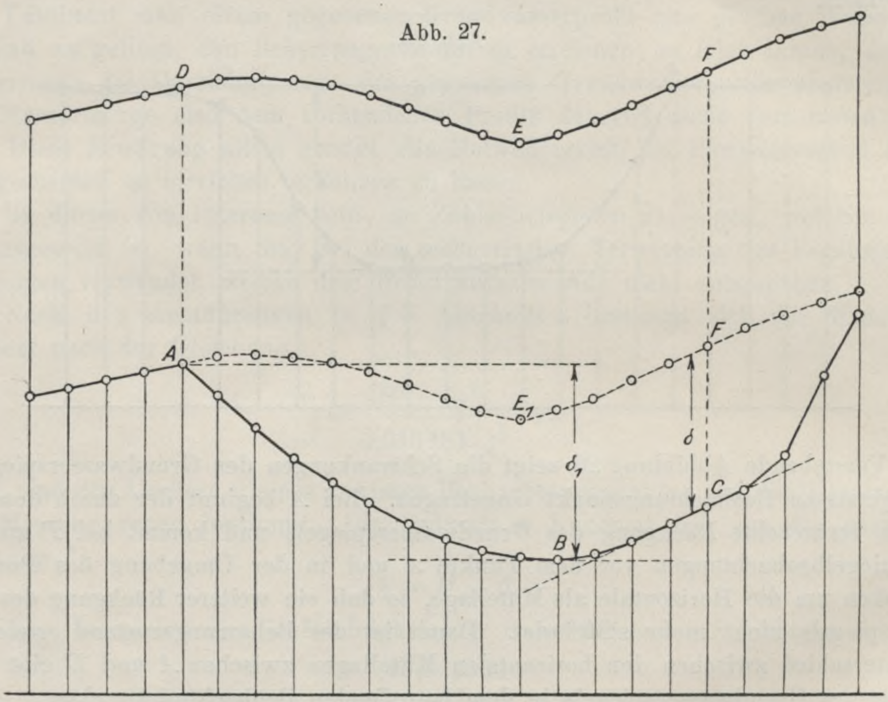
Vorstehende Abbildung 26 zeigt die Schwankungen des Grundwasserspiegels für einen gewissen Beobachtungspunkt eingetragen. Bei A beginnt der durch den Pumpversuch verursachte Rückgang des Grundwasserspiegels und kommt bei B zur Ruhe. Die Spiegelbeobachtungen vor dem Punkte A und in der Umgebung des Punktes B schwanken um die Horizontale als Mittellage, so daß ein weiterer Rückgang des Grundwasserspiegels nicht mehr stattfindet. Damit ist der Beharrungszustand erreicht, und der Unterschied zwischen den horizontalen Mittellagen zwischen A und B gibt die Absenkung des Grundwasserspiegels in dem betreffenden Beobachtungspunkte.

In Wirklichkeit wird man es aber fast niemals mit einem unveränderlichen Grundwasserspiegel zu tun haben, sondern die Grundwasserspiegel unterliegen Schwankungen, die sich in längeren Perioden vollziehen.

In nachstehender Abbildung 27 soll ABC den Gang des Grundwasserspiegels bei einem Pumpversuch darstellen, der bei A begonnen hat. Bei B erscheint die Tangente der Spiegelkurve horizontal, und würde man ohne Rücksicht auf den Einfluß des Ganges des Grundwasserspiegels in unbeeinflußtem Zustande annehmen, daß der Beharrungszustand erreicht sei, und die Höhendifferenz δ_1 zwischen den Punkten A und B die Absenkung in dem Beobachtungspunkte darstellt. Diese Schlußfolgerung ist aber falsch, denn bei Fortsetzung des Pumpversuches zeigt sich, daß der Grundwasserspiegel seine Schwankungen weiter fortsetzt. Dieser Vorgang wird ohne weiteres aufgeklärt, wenn man den Spiegelgang des Grundwassers an einem Punkte in Vergleich zieht, der von dem Brunnen so weit abgelegen ist, daß er von der Absenkung im Brunnen nicht mehr beeinflußt wird. Ist DEF die Schaulinie des Spiegelganges des unbeeinflußten Grundwassers, so würde die parallele Linie AE_1F_1 den ideellen Spiegelgang in dem Beobachtungspunkte darstellen, welcher eingetreten wäre, wenn der Pumpversuch nicht stattgefunden hätte. Der Beharrungszustand wird in diesem Falle also erreicht sein, wenn der Spiegelgang des abgesenkten Grundwassers parallel wird dem ideellen Spiegelgang in demselben Punkte, was bei C der Fall ist. Die wirkliche Absenkung δ in dem Beobachtungspunkte ergibt sich dann als Höhenunterschied zwischen dem Punkte F_1 des ideellen Spiegelganges und dem Punkte C des abgesenkten Spiegels.

Auf diese Weise kann der Beharrungszustand einwandfrei nachgewiesen, für denselben die Absenkung in den einzelnen Beobachtungspunkten bestimmt und danach die Depressionskurve in den verschiedenen Achsen ermittelt, sowie endlich die Depressionsfläche selbst in Horizontalkurven aufgenommen werden. Abb. 25 veranschaulicht die Darstellung einer solchen Depressionsfläche in Horizontalkurven.

Abb. 27.



Bei der Aufnahme der Depressionsfläche in Horizontalkurven ist zu berücksichtigen, daß man bei der Bestimmung der Isohypsenpunkte durch Interpolation zwischen zwei durch Beobachtung ermittelten Punkten der Depressionsfläche nicht gleichmäßiges Gefälle voraussetzen darf, wie dies bei der Aufnahme des Spiegels eines Grundwasserstromes im unbeeinflußten Zustande der Fall ist, sondern man muß, wenn hier brauchbare, der Wirklichkeit entsprechende Resultate erzielt werden sollen, die Interpolation auf Grund der durch verschiedene direkte Beobachtungen ermittelten Depressionskurven durchführen. Man wird daher für die zeichnerische Behandlung der Frage so verfahren, daß man aus den vorhandenen Beobachtungen die Depressionskurven für eine möglichst große Zahl von Schnitten zeichnet und aus diesen Depressionskurven die Entfernungen der einzelnen Isohypsenpunkte in den verschiedenen Achsen von der Brunnenmitte bestimmt.

c) Bestimmung der Beiwerte.

Zur Beurteilung der Grundwasserverhältnisse eines gegebenen Versuchsfeldes sind für dasselbe die Beiwerte α, β, bzw. γ und μ aus den durch den Pumpversuch erhaltenen Depressionskurven zu ermitteln. Man wird für diesen Zweck die Depressionskurven in den auf die Strömungsrichtung des Grundwassers normalen Achsen wählen, da dieselben von der dem Grundwasser eigenen Geschwindigkeit unabhängig sind, so daß für dieselben die einfacheren Gleichungen der Depressionskurven bei ruhendem Grundwasser gelten. Setzt man in Gleichung Ia § 5

$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} = 0{,}003227 \cdot q^2 \cdot \frac{\alpha}{\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}} \cdot \frac{1}{x} + 0{,}016181 \cdot q^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}},$$

$$0{,}003227 \cdot q^2 \cdot \frac{\alpha}{\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}} = a,$$

$$0{,}016181 \cdot q^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}} = b,$$

so erhält man

$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} = \frac{a}{x} + \frac{b}{\sqrt{x}}.$$

Die Mächtigkeit H der wasserführenden Schicht ist durch verschiedene Bohrungen als ein für das ganze Versuchsfeld konstanter Mittelwert bestimmt. Sind für eine Reihe von Werten für x die zugehörigen Werte von y durch Beobachtung ermittelt, so erhält man nach der Methode der kleinsten Quadrate die mittleren Werte für a und b aus den Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma\left(\frac{1}{x}\right)\Sigma\left(\frac{H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}}{x}\right) - \Sigma\left(\frac{1}{x^{\frac{3}{2}}}\right)\Sigma\left(\frac{H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}}{\sqrt{x}}\right)}{\Sigma\left(\frac{1}{x}\right)\Sigma\left(\frac{1}{x^2}\right) - \left[\Sigma\left(\frac{1}{x^{\frac{3}{2}}}\right)\right]^2} \\ b &= \frac{\Sigma\left(\frac{1}{x^2}\right)\Sigma\left(\frac{H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}}{\sqrt{x}}\right) - \Sigma\left(\frac{1}{x^{\frac{3}{2}}}\right)\Sigma\left(\frac{H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}}{x}\right)}{\Sigma\left(\frac{1}{x}\right)\Sigma\left(\frac{1}{x^2}\right) - \left[\Sigma\left(\frac{1}{x^{\frac{3}{2}}}\right)\right]^2} \end{aligned}\right\} \quad \text{(IX)}$$

und daraus:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\alpha}{\mu^2} &= a\sqrt{H} \cdot \frac{1}{0{,}003227\, q^2} \\ \frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}} &= b\,\frac{1}{0{,}016181\, q^{\frac{3}{2}}} \end{aligned}\right\} \quad \text{(IXa)}$$

Auf die gleiche Weise erhält man bei Anwendung der Näherungsform für das Widerstandsgesetz (Gleichung II)

$$H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} = 0{,}016181 \cdot q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}},$$

wenn n die Anzahl der vorliegenden Beobachtungen für y ist:

$$\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} = \frac{1}{0{,}016181\, q^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{n} \sum_0^n \left[\sqrt{x}\left(H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}}\right)\right]. \quad \text{(X)}$$

Für die rechnerische Behandlung der einschlägigen Fragen genügen die Beiwerte $\frac{\alpha}{\mu^2}$, $\frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ und $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$, so daß die Ermittlung des Durchfluß- oder Durchlässigkeitsbeiwertes μ nicht unbedingt erforderlich erscheint. Will man trotzdem der Vollständigkeit halber μ bestimmen, so kann dies zunächst durch den Versuch geschehen, indem man ein gewisses Volumen dem Untergrund entnimmt und die Auflockerung desselben und Aufnahmefähigkeit an Wasser bestimmt. Das Verhältnis zwischen der Aufnahmefähigkeit an Wasser und dem Gesamtinhalt, auf das ursprüngliche Volumen im Untergrund bezogen, gibt den Durchflußbeiwert μ.

Der Durchflußbeiwert μ kann aber auch aus der Beobachtung der Zeit t errechnet werden, die ein Wasserteilchen braucht, um aus der Entfernung x_2 von der Brunnenachse radial in die Entfernung x_1 zu gelangen.

Bezeichnet v_x die Geschwindigkeit des dem Brunnen bei einer Wasserentnahme q zuströmenden Grundwassers im Abstande x von der Brunnenachse, so ist

$$dx = -v_x dt$$

oder

$$dt = -\frac{dx}{v_x}.$$

Das negative Zeichen rührt daher, weil die Richtung der positiven X-Achse der Bewegungsrichtung entgegengesetzt ist. Setzt man in den Ausdruck $v_x = \frac{q}{2\pi\mu x y}$ den Wert für y ein nach der in § 5 entwickelten Gleichung II

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - 0{,}016181 q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}}\right]^2},$$

nachdem man zur Abkürzung gesetzt hat

$$0{,}016181 q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{H^{\frac{5}{2}}} = C,$$

also in der Form:

$$y = H \cdot \sqrt[5]{\left(1 - \frac{C}{\sqrt{x}}\right)^2},$$

so erhält man

$$v_x = \frac{q}{2\pi\mu x H \cdot \sqrt[5]{\left(1 - \frac{C}{\sqrt{x}}\right)^2}}$$

und daraus

$$dt = -\frac{2\pi\mu H}{q} x \sqrt[5]{\left(1 - \frac{C}{\sqrt{x}}\right)^2} dx.$$

Durch Integration zwischen den Grenzen x_1 und x_2 erhält man

$$t = -\frac{2\pi\mu H}{q} \int_{x_2}^{x_1} x \sqrt[5]{\left(1 - \frac{C}{\sqrt{x}}\right)^2} dx. \qquad \text{(XI)}$$

Solange der Quotient $\frac{C}{\sqrt{x}}$ ein echter Bruch ist, ist die obige Wurzel unter dem Integralzeichen durch eine Entwicklung nach dem binomischen Lehrsatze in eine unendliche, konvergierende Reihe aufzulösen, wodurch dann die Integration ohne weiteres durchführbar ist. Für die vorstehenden praktischen Zwecke wird es aber gestattet sein, den Quotienten $\frac{C}{\sqrt{x}}$ ganz zu vernachlässigen, und dies um so mehr, je größer die in Rede stehenden Entfernungen x_2 und x_1 sind; unter dieser Annahme geht Gleichung XI über in folgende

$$t = -\frac{\pi \mu H}{q}(x_1^2 - x_2^2),$$

wobei die Integration schon ausgeführt erscheint. Daraus folgt

$$\mu = \frac{q}{\pi H} \cdot \frac{t}{x_2^2 - x_1^2}.$$

Die Bestimmung von t erfolgt in der Weise, daß man in das im Abstande x_2 gelegene Beobachtungsrohr irgend einen Farbstoff oder irgend einen andern Stoff in Lösung einbringt und die Zeit beobachtet, welche erforderlich ist, bis dieser Farbstoff in dem im Abstande x_1 befindlichen Beobachtungsrohr in die Erscheinung tritt. Es soll aber hier nicht verschwiegen werden, daß diese Ermittlungen nicht immer zuverlässige, manchmal sogar unbrauchbare Resultate geben, wenn die Bewegung des Wassers im Untergrunde sich nicht gleichmäßig vollzieht. Ist das Material zwischen x_2 und x_1 zufälligerweise grober, als dies für den Durchschnitt des Versuchsfeldes zutrifft, so erhält man schon unzutreffende Ergebnisse, ganz abgesehen davon, daß man dem mitunter erheblichen Einfluß der Diffusion nicht begegnen kann. Es müssen deshalb möglichst Punkte in größerer Entfernung vom Brunnen gewählt und μ als Mittelwert aus einer Reihe von Versuchen bestimmt werden.

Setzt man den oben ermittelten Wert von μ in die obigen Gleichungen für $\frac{\alpha}{\mu^2}$, $\frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ und $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ ein, so erhält man

$$\left.\begin{aligned}
\alpha &= \frac{a}{0{,}003227}\,\frac{1}{\pi^2 H^{\frac{3}{2}}}\,\frac{t^2}{(x_2^2 - x_1^2)^2}\\
\beta &= \frac{b}{0{,}016181}\,\frac{1}{\pi^{\frac{3}{2}} H^{\frac{3}{2}}}\,\frac{t^{\frac{3}{2}}}{(x_2^2 - x_1^2)^{\frac{3}{2}}}\\
\gamma &= \frac{1}{0{,}016181\,\pi^{\frac{3}{2}} H^{\frac{3}{2}}}\,\frac{1}{n}\sum_{0}^{n}\left[\sqrt{x}\,(H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}})\right]\frac{t^{\frac{3}{2}}}{(x_2^2 - x_1^2)^{\frac{3}{2}}}.
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(XII)}$$

Für die in der Praxis in Frage kommenden Zwecke wird es in der Regel genügen, nur die Verhältnisse $\frac{\alpha}{\mu^2}$, $\frac{\beta}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ und $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ zu kennen, da nur diese in den Gleichungen auftreten.

§ 7. Bestimmung der Durchflußmenge von Grundwasserströmen.

Zur Bestimmung der Durchflußmenge von Grundwasserströmen sind verschiedene Methoden im Gebrauch, die zum Teil auf die direkte Messung der Geschwindigkeit abheben, zum Teil auf indirektem Wege zur Ermittlung der Durchflußmenge führen. Im nachstehenden sollen diese Methoden kurz erörtert und kritisch beleuchtet werden.

A. Bestimmung der Durchflußmenge aus dem Profil und der Geschwindigkeit.

Bezeichnet wie früher F den Querschnitt des zur Verfügung stehenden Grundwasserprofils, μ den Durchflußbeiwert, c die Geschwindigkeit des Grundwassers, Q die gesamte Durchflußmenge des Grundwasserstromes im ganzen Profile, so ist

$$Q = \mu \cdot F \cdot c\,.$$

Das Grundwasserprofil F kann durch eine Reihe von Bohrungen mit jeder gewünschten Genauigkeit ermittelt werden.

Schwieriger gestaltet sich die Bestimmung von μ, wobei man meist auf Schätzung angewiesen ist, da eine zuverlässige Bestimmung, wie in § 6 näher ausgeführt ist, kaum durchführbar ist.

Für die Ermittlung der Geschwindigkeit c gibt es aber verschiedene Wege, und zwar den der direkten Messung oder den der indirekten Bestimmung.

Die direkte Ermittlung der Geschwindigkeit erfolgt, wie erwähnt, in der Weise, daß man in einem Beobachtungspunkte einen dem Wasser nicht eigentümlichen Fremdkörper in Lösung einbringt und den Eintritt dieses Fremdkörpers in einem stromabwärts gelegenen Beobachtungspunkte feststellt. Durch Ermittlung des Weges und Beobachtung der für Zurücklegung desselben erforderlichen Zeit ergibt sich die Geschwindigkeit. Für diese direkte Messung der Geschwindigkeit werden entweder Farbstoffe, in neuerer Zeit hauptsächlich das in sehr geringen Mengen noch nachweisbare Uranin oder andere Salzlösungen verwendet. An Stelle von Salzlösungen hat man auch Versuche gemacht, unschädliche Bakterien einzusäen. Der Eintritt in den stromabwärts gelegenen Beobachtungspunkt wird dadurch ermittelt, daß man daselbst in kurzen Zeitintervallen Wasser entnimmt und diese Proben auf das Vorhandensein des Farbstoffes oder der Salzlösung untersucht. Um die durch diese Wasserentnahme hervorgerufene Beschleunigung der Grundwassergeschwindigkeit zu eliminieren, hat man es auch versucht, den Eintritt der betreffenden Salzlösung durch Auslösung eines elektrischen Kontakts kenntlich zu machen. Alle diese Methoden leiden an dem Übelstande, daß sie von der dem Beobachter nicht erkennbaren Unregelmäßigkeit des Untergrundes in der störendsten Weise beeinflußt werden, wozu noch die weitere Beeinflussung durch Diffusion und eventuell durch das Pumpen bei der Probeentnahme tritt. Es wird daher von dieser Methode ein genaues Resultat nicht zu erwarten sein, doch dürfte sie immerhin genügen, ein schätzungsweises Bild der Durchflußverhältnisse zu liefern.

Eine genaue Bestimmung der Geschwindigkeit gibt die Feststellung des Kulminationspunktes bei einer Wasserentnahme q in der vom Brunnen abwärts in der Stromrichtung gelegenen Achse, da nach der früheren Entwicklung $c = \frac{q}{2\pi\mu H x_0}$ ist. Dieser Ausdruck ist allerdings noch mit dem schwierig zu bestimmenden Durchflußbeiwert μ behaftet. Setzt man aber diesen Ausdruck für c in die Gleichung $Q = \mu \cdot F \cdot c$ ein, so erhält man

$$Q = \frac{qF}{2\pi H x_0}\,.$$

In dieser Gleichung sind sämtliche Größen auf der rechten Seite mit jeder wünschenswerten Genauigkeit zu ermitteln, so daß diese Methode eine absolut sichere und zuverlässige Bestimmung der Durchflußmenge ergibt. Vorausgesetzt ist allerdings, daß das betreffende Versuchsfeld durch eingehende Vorarbeiten und einen Quantitätsversuch hydrologisch aufgeschlossen ist, während die oben besprochenen Methoden der direkten Geschwindigkeitsbestimmung nur einige Bohrlöcher zur Bestimmung der Strömungsrichtung des Grundwassers und des Grundwasserprofils voraussetzen.

B. Bestimmung der Durchflußmenge eines Grundwasserprofils aus dem Vergleich mit den Ergebnissen eines aufgeschlossenen Versuchsfeldes.

Diese von Thiem in die Praxis eingeführte Methode besteht im wesentlichen darin, daß man sich bezüglich der Ergiebigkeitsbestimmungen nur darauf beschränkt, auf dem zu untersuchenden Versuchsfelde einige Bohrlöcher von geringem Durchmesser abzuteufen, dieselben einige Zeit hindurch mit Handpumpen zu bewirtschaften und das Verhältnis zwischen der dabei erzielten Fördermenge und der dabei beobachteten Absenkung zu ermitteln. Den Quotienten — Fördermenge durch Absenkung — oder die Fördermenge auf den Meter Absenkung bezogen, nennt Thiem die spezifische Fördermenge des Versuchsfeldes. Aus dem Vergleich dieser so ermittelten spezifischen Ergiebigkeit mit der eines Versuchsfeldes, dessen Durchflußmenge man entweder durch eingehende Quantitätsversuche oder durch jahrelangen Dauerbetrieb einer ausgeführten Grundwasserfassungsanlage genau bestimmt hat, ermittelt Thiem die Durchflußmenge des zu untersuchenden Versuchsfeldes. Ist beispielsweise die spezifische Ergiebigkeit eines untersuchten Versuchsfeldes doppelt so groß, als die des Versuchsfeldes, dessen Durchflußmenge bekannt ist, so schließt Thiem, daß auch die Durchflußmenge das Doppelte der bekannten beträgt.

Diese Methode fußt auf der Voraussetzung, daß die Fördermenge der Absenkung direkt proportional, also eine lineare Funktion derselben ist. In Wirklichkeit trifft diese Voraussetzung aber, wie nachstehend näher entwickelt werden soll, nicht zu, und deshalb kann die spezifische Ergiebigkeit nicht als charakteristisches Kennzeichen eines Versuchsfeldes angesehen und zur Bestimmung der Durchflußmenge im Wege des Vergleiches verwendet werden. Diese Methode scheint demnach für die Bestimmung der Durchflußmenge als unzulässig.

Bezeichnet

r den Halbmesser der Versuchsbohrung, bzw. des Filters,

q die geförderte Wassermenge pro Sekunde,

δ die Absenkung bei der Bewirtschaftung des Bohrloches,

so ist nach Gleichung II § 5

$$q = \sqrt[3]{r\left[\frac{H^{\frac{5}{2}} - (H-\delta)^{\frac{5}{2}}}{0{,}016181\,\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}}\right]^2}.$$

Die spezifische Ergiebigkeit kann man demnach in der Form darstellen

$$\frac{q}{\delta} = f\left(r, H, \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}, \delta\right).$$

Für ein und dasselbe Versuchsfeld bleiben, wenn man alle Versuchsbohrungen mit demselben Durchmesser ausführt, r, H und $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ konstant, dagegen wechseln q und δ, es wird also für ein und dasselbe Versuchsfeld die spezifische Ergiebigkeit verschieden ausfallen, wenn man die einzelnen Bohrlöcher mit verschiedenen Absenkungen bewirtschaftet.

Einen für ein Versuchsfeld einigermaßen bezeichnenden Wert für die spezifische Ergiebigkeit wird man nur erhalten, wenn man nicht nur den Durchmesser der Bohrrohre gleich hält, sondern auch sämtliche Bohrungen mit derselben Absenkung bewirtschaftet. In diesem Falle erhält man jedoch auch für die spezifische Ergiebigkeit in den einzelnen Punkten verschiedene Zahlenwerte, welche darauf zurückzuführen sind, daß infolge der Verschiedenheit der Bodenbeschaffenheit im Untergrunde der Beiwert $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ verschiedene Werte zeigt. Eine andere Möglichkeit zu einem solchen Wert für die spezifische Ergiebigkeit zu gelangen ist die, daß man den Rohrhalbmesser r und die Fördermenge q für sämtliche Versuche gleich hält, und dann die verschiedenen Werte der Absenkung δ bestimmt. Diese Anordnung ist aber für die Ausführung schwierig, da der Betrieb mit Handpumpen das Gleichhalten der Fördermenge sehr schwierig macht.

Der so erhaltene Wert für die spezifische Ergiebigkeit kann wohl als Kriterium für den Vergleich der Durchflußmengen zweier Versuchsfelder dienen, er gibt aber keine Grundlage zur rechnerischen Bestimmung derselben, da die Durchflußmenge für das einzelne Versuchsfeld der spezifischen Ergiebigkeit nicht proportional ist.

Abgesehen davon, daß vorstehend besprochene Methode niemals auch nur schätzungsweise zu verwendende Zahlenwerte für die Durchflußmenge liefert, stehen ihr auch bezüglich der praktischen Durchführung Schwierigkeiten und Bedenken entgegen. In erster Linie ist es bei solchen Versuchen fast unmöglich, einerseits die Absenkung und andererseits die Fördermenge auf längere Zeit konstant zu halten; ebenso ist es fast unmöglich, diese Versuche bis zum Eintritt des Beharrungszustandes durchzuführen, da man den Eintritt desselben überhaupt kaum feststellen kann. Eine weitere und ziemlich erhebliche Fehlerquelle liegt darin, daß in der Absenkung im Bohrloch auch der Eintrittswiderstand in den Filter mit enthalten ist, ein Faktor, der aber von der Art des Filters und der Art der Einführung desselben abhängig und daher für jedes Bohrloch verschieden anzunehmen ist. In letzter Linie ist aber noch darauf hinzuweisen, daß die Natur zwar im Großen regelmäßig, im Kleinen aber ungemein verschiedenartig sich darstellt, und daß auch die Verhältnisse des Untergrundes ungemein wechselvolle sind. Durch den Quantitätsversuch im Großen werden Profilstreifen von ansehnlicher Breite entwässert, und sind die dabei erhaltenen Resultate als Mittelwerte für das Versuchsfeld anzusehen. Bei der Bewirtschaftung einzelner Bohrlöcher reicht die Beeinflussung bei dem Pumpbetrieb im Kleinen über die allernächste Umgebung der Bohrlöcher nicht hinaus, und deshalb sind die Ergebnisse nur als Zufallswerte anzusehen.

Will man zuverlässige Werte für die Durchflußmenge durch den Vergleich mit andern Versuchsfeldern erzielen, so ist dies nur bei einem Pumpversuch im Großen möglich.

Wie bei der Berechnung der Durchflußmenge aus Profil und Geschwindigkeit gezeigt wurde, rechnet sich die Durchflußmenge Q eines Profils F aus der Gleichung

$$Q = \frac{qF}{2\pi H x_0}.$$

Bezeichnet L die Länge des vorhandenen Grundwasserprofils, so ist

$$F = H \cdot L$$

und demnach

$$Q = q\frac{L}{2\pi x_0}.$$

Die spezifische Durchflußmenge Q', das ist die Durchflußmenge pro qm des Grundwasserprofils, ergibt sich zu

$$Q' = \frac{q}{2\pi H x_0}.$$

Hat man für ein anderes Versuchsfeld, dessen spezifische Durchflußmenge Q'_1 sein möge, bei dem Pumpversuch mit derselben Fördermenge q den Wirkungsradius zu x_{01} ermittelt, so ist, wenn H_1 die mittlere Mächtigkeit der wasserführenden Schicht in diesem Versuchsfelde bedeutet,

$$Q'_1 = \frac{q}{2\pi H_1 x_{01}}$$

daraus

$$Q' : Q'_1 = H_1 x_{01} : H x_0 ,$$

das heißt, die spezifischen Durchflußmengen verhalten sich umgekehrt wie die Produkte aus den Mächtigkeiten der wasserführenden Schichten und den zugehörigen Wirkungsradien.

C. Ermittlung der Durchflußmenge mit Hilfe des Quantitätsversuches.

Man kann die Ergebnisse des Quantitätsversuches entweder dazu benutzen, die dem Versuchsfelde entsprechenden Beiwerte zu bestimmen, oder man ermittelt durch den Quantitätsversuch direkt den Wirkungsradius bei einer gewissen Entnahme. Ferner ist festzustellen das Grundwasserprofil, sowie das Gefälle des Grundwasserspiegels im unbeeinflußten Zustande.

Ist α der Neigungswinkel des Grundwasserspiegels, $\operatorname{tg}\alpha$ sein Gefälle und c die dem Grundwasser eigentümliche Geschwindigkeit, so ist nach dem abgekürzten Ausdruck für das Widerstandsgesetz

$$c = \sqrt[3]{\left[\frac{2g}{\gamma}\operatorname{tg}\alpha\right]^2}$$

und die Durchflußmenge Q des Grundwasserstromes

$$Q = \mu F c = F \cdot \sqrt[3]{\left[\frac{\frac{2g}{\gamma}\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\mu^{\frac{3}{2}}}\right]^2}$$

Da der Beiwert $\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}}$ durch den Versuch ermittelt ist, kann die Berechnung nach dieser Formel ohne weiteres erfolgen.

Ist der Wirkungsradius x_0 bei einer Wasserentnahme q ermittelt, so bestimmt sich die Gesamtdurchflußmenge Q wie bereits unter A entwickelt zu

$$Q = q \cdot \frac{L}{2\pi x_0} \cdot$$

Man sieht aus dem Vorstehenden, daß die Hydrologie des Untergrundes heute tatsächlich so weit vorgeschritten ist, daß man die Durchflußmenge von Grundwasserströmen mit nahezu derselben Genauigkeit ermitteln kann, wie die Durchflußmenge der oberirdischen Wasserläufe. Es muß weiter hervorgehoben werden, daß die eventuellen Ungenauigkeiten des Resultats nicht der Methode zur Last fallen, sondern durch die Schwierigkeiten der zuverlässigen Feststellung der natürlichen Verhältnisse bedingt sind. Wissenschaftlichen Wert können nur die auf dem Quantitätsversuche fußenden Methoden für sich beanspruchen, die entsprechend zuverlässige Resultate geben. Die übrigen Methoden können nur zur Orientierung oder bestenfalls schätzungsweisen Bewertung der Durchflußmenge dienen.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.