Neue Methode der Bestimmung der Durchlässigkeit wasserführender Bodenschichten

Ein praktisches Hilfsmittel für wassersuchende Ingenieure

Von

Dr.-Ing. RUDOLF LUMMERT
Direktor der städtischen Gas- und Wasserwerke
zu Waldenburg in Schlesien

Mit 3 Abbildungen

Braunschweig
Druck und Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn
1917

Vorwort.

Die Vorausberechnung der aus einem wasserführenden Untergrunde voraussichtlich gewinnbaren Grundwassermenge ist bei der Vorbereitung von Wasserversorgungen schon lange von großer Bedeutung. Aber auch bei der Vorbereitung von Grundwasserhaltungen für Tiefbauten, bei denen das Grundwasser vor Eintritt in die Baugrube abgefangen werden soll, um gänzlich im Trocknen arbeiten zu können, tritt in zunehmendem Maße die Frage auf, ein wie großer Grundwasserandrang zu bewältigen sein wird. Bei hierauf abzielenden systematischen Voruntersuchungen ist die Ermittelung der sogenannten „Durchlässigkeit“ des Untergrundes unerläßlich.

Die vorliegende Schrift will für die Feststellung der Durchlässigkeit eine neue Methode bieten. Ihr rein praktischer Kern, der darin liegt, auf Grund sehr einfacher Beobachtungen aus Zahlentafeln oder Diagrammen den Durchlässigkeitswert kurz zu entnehmen, scheint zwar hinter zahlreichen Formeln verborgen, der Leser möge aber deshalb nicht vermuten, daß die Methode umständlich sei. Die Entwickelung und Mitteilung der Formeln war notwendig, weil auf ihnen die handlichen Zahlentafeln und Diagramme beruhen; für die praktische Anwendung ist es nicht erforderlich, jedesmal die Formeln zu benutzen, indem ihre Auswertung in den Zahlentafeln gegeben ist.

Gegenüber der Frage, ob ein Bedürfnis nach einer neuen Methode vorliegt, scheint es erforderlich, die bisher bekannten zu überblicken.

Von den letzteren sind die, welche auf Beobachtung des Fortschreitens in das Grundwasser in Lösung eingeführter färbender, chemisch reagierender oder die elektrische Leitfähigkeit des Wassers ändernder Stoffe (Eosin, Kochsalz, Salzsäure) beruhen, in neuester Zeit als unzuverlässig erkannt worden. Ferner ist die Beurteilung der Durchlässigkeit aus dem Fortschreiten einer

Hochwasserwelle des Grundwassers vom Zufall abhängig, weil letztere mit Wahrscheinlichkeit dann gerade nicht auftritt, wenn die Beobachtung erfolgen soll. Bei den genannten Methoden, die zunächst lediglich die Geschwindigkeit des Grundwassers ergeben, ist außerdem die Kenntnis des Porenvolumens des Untergrundes erforderlich, ohne welche die Durchlässigkeit und die Menge des Wassers nicht berechnet werden kann. Die Feststellung des Porenvolumens ohne Störung des natürlichen Lagerungszustandes ist aber an und für sich eine außerordentlich schwierige Aufgabe und viel verwickelter, als die Feststellung der Durchlässigkeit nach anderen Methoden. Das Porenvolumen nur zu schätzen, wäre ein sehr schwacher Behelf. Auch die Durchlässigkeitsbestimmung mittels der Zeit, in der durch Wasserentnahme abgesenktes Grundwasser in und neben einem Brunnen wieder ansteigt, erfordert die vorherige Kenntnis des Porenvolumens. Nicht abhängig von dieser Kenntnis sind dagegen die nachfolgenden Methoden. Man kann die Durchlässigkeit aus der Ergiebigkeit eines in das Grundwasser nur wenig eintauchenden Kesselbrunnens mit halbkugelförmiger oder ebener Sohle feststellen. Bedenken gegen diese Methode können daraus hergeleitet werden, daß eine genaue und nicht auflockernde Herstellung der Brunnensohle schwierig ist und solche Brunnen, lediglich als Untersuchungsmittel angewendet, kostspielig sind; auch können selbst ganz dünne, horizontal eingelagerte tonige Schichten, zumal wenn der Brunnendurchmesser zur Ersparnis klein gewählt wird, das Ergebnis ungünstig beeinflussen. Die Methode setzt ferner voraus, daß die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung dieselbe sei wie in horizontaler, was nicht immer zutreffen wird. Eine weitere Methode bestimmt die Durchlässigkeit durch zwei verschieden große Wasserförderungen aus demselben Brunnen; die hierfür geltende Formel scheint jedoch verbesserungsfähig, worauf in dieser Abhandlung noch eingegangen wird. Theoretisch und bedingungsweise praktisch von großer Vollkommenheit ist die neue ε-Methode von A. THIEM, sie ist aber nach der eigenen Ansicht THIEMs schwierig zu handhaben und erfordert ganz besondere Umsicht und Sachkenntnis. Auch auf diese Methode wird näher eingegangen werden.

Damit sind die bisher veröffentlichten Methoden im wesentlichen angedeutet; bei Würdigung ihrer Licht- und Schattenseiten dürfte die Mitteilung einer neuen und einfachen Methode wohl als willkommen angesehen werden.

Noch nicht erwähnt wurde eine ältere Methode A. THIEMS, diejenige der spezifischen Ergiebigkeit, auf der die erfolgreichen Vorarbeiten für zahlreiche und größte Wasserversorgungen beruhen, über die aber bis heute wenig in die Literatur gelangt ist, keinesfalls so viel, daß ihre Anwendung allgemein zugänglich wäre; sie beruht auf einem Vergleich mit auf anderen Untersuchungsfeldern tatsächlich erhaltenen Endergebnissen. A. THIEM hielt sie bis zur Aufstellung der ε-Methode für die sicherste, und sie besitzt noch heute einen großen praktischen Wert. Bei dem Bedarf einer sehr einfachen Versuchseinrichtung sind die hierbei erforderlichen Beobachtungen und Messungen von so einfacher Art, daß sie auch von solchen Technikern zuverlässig ausgeführt werden konnten, denen die Auswertung der Ergebnisse nicht geläufig war und nicht oblag. Die Methode besitzt also nicht die Sprödigkeit der ε-Methode, deren Ausübung durch nicht ganz erfahrene Ingenieure auszuschließen ist.

In dem Bestreben, die spezifische Ergiebigkeit auf eine theoretische Grundlage zu stellen und allgemein benutzbar zu machen, gelangte der Verfasser zur Aufstellung der vorliegenden neuen Methode, die, in der Beobachtungsart der spezifischen Ergiebigkeit wurzelnd, darin besteht, daß die letztere von der übrigens nur scheinbaren einfachen Proportionalität zwischen ihren Werten und der erhältlichen Gesamtwassermenge eines Grundwasserstromes losgelöst und unter Vervollkommnung des Messungsverfahrens auf einen differenziierten Maßstab gebracht wird, wobei im Gegensatz zu der bisher nur relativen Auswertung sich absolute Werte der Durchlässigkeit ergeben. Auf denselben inneren Zusammenhängen, welche die Methode der spezifischen Ergiebigkeit zu einer besonders zähen und sicheren gestalteten, beruht auch die neue Methode.

Der Verfasser.

Inhaltsverzeichnis.

I. Die alte Methode der spezifischen Ergiebigkeit.

Die hier darzulegende neue Methode der Bestimmung der Durchlässigkeit wasserführender Bodenschichten knüpft an die bewährte, wenn auch mit Mängeln behaftete Methode der spezifischen Ergiebigkeit an.

Der Begriff der spezifischen Ergiebigkeit ist von A. Thiem in die Hydrologie eingeführt worden. In vielen Berichten über seine Arbeiten hat er eine von ihm angewendete Methode der Bestimmung der Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes dargelegt. Davon ausgehend, daß nach dem Darcyschen Filtergesetze, entsprechend der Formel $Q = k \,.\, J \,.\, F$, die Gesamtergiebigkeit eines Grundwasserstromes als das Produkt aus der Durchlässigkeit der wasserführenden Schicht, aus dem natürlichen spezifischen Gefälle des Grundwasserspiegels und aus dem senkrecht durchströmten Querschnitt der wasserführenden Schicht erhalten wird, wobei die letzteren beiden Größen durch Bohrungen und Nivellement festgestellt werden, äußert er sich z. B. in seinem „2. Bericht über die Wasserversorgung von Waldenburg i. Schl.“ und in gleichem Sinne in vielen anderen Berichten wie folgt:

> „Zur Bestimmung der Durchlässigkeit der wasserführenden Schicht wird jedes Bohrloch durch Einsetzen eines Filterkorbes von bestimmten Abmessungen vorübergehend in einen Rohrbrunnen verwandelt, und dieser längere Zeit, etwa 10 bis 12 Stunden, auf seine Ergiebigkeit beansprucht. Die Wasserentnahme bewirkt eine Senkung des natürlichen Spiegels; mit der Größe der Entnahme wächst die Senkung. Um von Bohrloch zu Bohrloch ein gemeinschaftliches Maß für die Durchlässigkeit zu gewinnen, wird der Quotient von Senkung in Menge gebildet, den ich mit spezifische Ergiebigkeit bezeichne.

In dieser Weise werden die drei Größen, von denen lediglich die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes abhängt: Spiegelgefälle, Querprofil und Durchlässigkeit bestimmt. Die beiden ersten sind in absoluten Zahlen ausdrückbar, die letzte dagegen nur in relativen.

Der erfahrungsreiche Hydrologe wird nun für schon früher von ihm bewirtschaftete und später dauernd ausgebeutete Felder den Vergleich zwischen Untersuchungsergebnissen und tatsächlicher Dauerleistung angestellt haben, er wird diesen Vergleich auf neue Felder übertragen und dadurch ein Urteil gewinnen."

Die wörtliche Wiedergabe dieser und weiter unten folgender Äußerungen über die spezifische Ergiebigkeit erschien zu deren Kennzeichnung dem Verfasser angezeigt. A. THIEM nennt also die spezifische Ergiebigkeit ein Maß der Durchlässigkeit und nimmt damit an, daß beide in einem konstanten Verhältnis zueinander stehen, oder vielmehr, daß dies innerhalb gewisser Grenzen und für Untersuchungsfelder von ähnlichen Verhältnissen in praktisch genügender Annäherung so ist. A. THIEM erhält dann die Gesamtergiebigkeit eines Grundwasserstromes als das Produkt aus der durchschnittlichen spezifischen Ergiebigkeit, aus Gefälle, Querschnitt und aus einer Erfahrungszahl, welch letztere auf anderen vergleichsfähigen Untersuchungsfeldern aus deren tatsächlicher dauernden Gesamtergiebigkeit und dem entsprechenden Produkte gewonnen worden ist. In der obigen DARCYschen Formel tritt also an Stelle der Durchlässigkeit die mit einer Erfahrungszahl multiplizierte spezifische Ergiebigkeit.

Fast alle hydrologischen Untersuchungen von A. THIEM, der als Hydrologe mit unbestreitbar hervorragendem Erfolge gearbeitet hat, beruhen auf der Methode der spezifischen Ergiebigkeit. Ein Mißerfolg ist kaum zu verzeichnen gewesen. Die Kalamität der Breslauer Grundwasserversorgung, für deren Vorarbeiten auch die spezifische Ergiebigkeit angewendet worden war, ist durchaus nicht durch ein Versagen dieser Methode, sondern durch andere Ursachen bedingt worden.

Die spezifische Ergiebigkeit ist in die fachwissenschaftliche Literatur übergegangen. Im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, dritte Auflage, sagt z. B. A. FRÜHLING:

„Mißt man bei solchen, meistens durch Handpumpen stattfindenden Entnahmen neben der Wassermenge zugleich die Absenkung des Wasserspiegels, so erhält man, da kleine Absenkungen sich wie die Ergiebigkeiten verhalten, in dem Quotienten $\frac{\text{Ergiebigkeit}}{\text{Absenkung}}$, welchen THIEM die „spezifische Ergiebigkeit“ nennt, einen Maßstab für die Durchlässigkeit der verschiedenen Bodenarten.“

Auch G. THIEM empfiehlt die Anwendung der spezifischen Ergiebigkeit. Er schreibt in „Hydrologische Methoden“, Gebhardts Verlag, Leipzig 1906, S. 4:

„Ein weiteres wertvolles Hilfsmittel, das allerdings k nicht in absolutem Maße erscheinen läßt und darum nur in der Hand eines praktisch geschulten Hydrologen von Wert sein kann, ist die Ermittelung der spezifischen Ergiebigkeit eines in einen Rohrbrunnen verwandelten Bohrloches. Darunter ist diejenige Ergiebigkeit zu verstehen, die ein Rohrbrunnen bei 1 m Absenkung des natürlichen Spiegels zu liefern vermag; sie ist also dargestellt durch einen Quotienten, dessen Zähler die tatsächlich geförderte Menge enthält und dessen Nenner das Maß der Absenkung angibt. Diese Annahme ist jedoch nur vollkommen richtig für Brunnen, die artesisches Wasser liefern, und auch nur, solange die Absenkung sich innerhalb der wasserundurchlässigen Deckschichten hält. Bei freien Spiegeln hingegen vollzieht sich der Ergiebigkeitsgang nach einem parabolischen Gesetz; jedoch kann bei großen Mächtigkeiten der wasserführenden Schichten und entsprechend geringen Absenkungen ohne erheblichen Fehler das Ergiebigkeitsgesetz als ein geradliniges angesehen werden. Jedenfalls ist dem praktischen Bedürfnis durchaus damit gedient. Mit Hilfe der auf diesem Wege gewonnenen Werte für die spezifischen Ergiebigkeiten ist es möglich, auf Grund früherer, auf anderen Feldern gesammelter Erfahrungen, deren hydrologischer Wert durch Tatsachen erwiesen ist, sich ein Urteil über ein neues Feld zu bilden und die fehlende Kenntnis der Durchlässigkeit durch eine vergleichende Erwägung zu ersetzen.“

R. WEYRAUCH hat in seiner Wasserversorgung der Städte (1914) die rechnerischen Grundlagen der spezifischen Ergiebigkeit erstmalig veröffentlicht und ihr (Bd. I, S. 496) den Vorzug einer raschen und billigen Orientierung über die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes zuerkannt.

Verfasser hat die spezifische Ergiebigkeit als langjähriger Assistent des Baurats A. THIEM und später bei selbständigen Arbeiten an einer sehr großen Zahl von Bohrlöchern festgestellt und zur hydrologischen Bewertung von Untersuchungsfeldern mit Erfolg verwendet; ebenso haben dies viele aus der Schule A. THIEMs hervorgegangene Hydrologen erfolgreich getan.

Einen die spezifische Ergiebigkeit völlig ablehnenden Standpunkt nimmt dagegen SMREKER ein; er hat die spezifische Ergiebigkeit in einem Vortrage vor einer Versammlung des Deutschen Vereins der Gas- und Wasserfachmänner scharf angegriffen; siehe Verhandlungsbericht aus dem Jahre 1907, R. Oldenbourg, München, S. 459; SMREKER führte etwa folgendes aus:

> A. THIEM habe neuerdings eine Methode zur Ermittelung der Grundwasserdurchflußmenge benutzt, bei welcher er den Quantitätsversuch, d. h. den Versuchsbrunnenbetrieb im großen, vollständig ausschalte, vielmehr die Ergiebigkeit eines Versuchsfeldes lediglich durch die spezifische Ergiebigkeit nachweise. Wassermenge und Absenkung stünden aber nicht in einem linearen Verhältnis, und es sei SMREKER trotz seiner Bemühungen nicht gelungen, ziffernmäßig brauchbare Resultate mit Hilfe der spezifischen Ergiebigkeit zu erzielen. Auch sei es schwierig und fast unmöglich, in der verfügbaren Zeit den Beharrungszustand festzustellen, und schließlich sei der in der Absenkung enthaltene Eintrittswiderstand des Brunnenfilters ein Hindernis. Weiter spreche gegen die Methode, daß durch Pumpversuche so kleinen Maßstabes nur das Terrain in der nächsten Umgebung untersucht werde, die Natur sei aber wohl regelmäßig im großen, niemals aber im einzelnen. Man müsse ferner verlangen, daß Näherungsformeln auch auf theoretisch richtiger Grundlage beruhen, dies treffe aber für die von A. THIEM benutzte Formel nicht zu, und deshalb habe die Methode

praktisch keine Berechtigung, und er habe sie deshalb verlassen und sei nach wie vor dem Pumpversuch im großen treu geblieben.

Zu diesen Ausführungen, denen Verfasser bereits seinerzeit mündlich entgegengetreten ist (siehe obigen Verhandlungsbericht), sei bemerkt, daß A. THIEM vor 1907 die spezifische Ergiebigkeit nicht neuerdings eingeführt, sondern sie bereits seit Jahrzehnten angewendet hatte. Seine damals neuerdings angewendete Methode beruhte gerade darauf, die spezifische Ergiebigkeit auszuschalten und die Durchlässigkeit auf einem anderen, genaueren Wege zu bestimmen; auf diese neuere, erstmalig 1902 für die Vorarbeiten zur Wasserversorgung von Prag angewendete Methode wird weiter unten noch einzugehen sein. Auch hat A. THIEM die unter Anwendung der spezifischen Ergiebigkeit erfolgten Untersuchungen nie unter Ausschaltung des Quantitätsversuches im großen seinen Wasserwerksentwürfen zugrunde gelegt, sondern sie stets zunächst als Unterlage für die Beurteilung angewendet, ob und an welcher Stelle ein Grundwasserentnahmeversuch im großen zu empfehlen ist. Ohne irgendwelche Vorversuche über die Durchlässigkeit dürfte eine solche Wahl schwierig sein und können die erheblichen Kosten für einen Pumpversuch im großen leicht an falscher Stelle angewendet werden.

In Berichten über die Wasserversorgung der Stadt Liegnitz (1894) sagt A. THIEM:

> Das Verfahren der spezifischen Ergiebigkeit „ist nur als eine ganz rohe Annäherung an die Erkenntnis des herrschenden Zustandes zu betrachten, allein solange es nicht gelingt, es durch ein besseres zu ersetzen, muß man sich seiner bedienen". „Der Betrieb eines Versuchsbrunnens ist erst das letzte Glied einer Untersuchungsreihe, und alle ihm voraufgegangenen Messungen dienen nur dazu, seinen Platz zu bestimmen."

Im übrigen aber veranlaßten die Ausführungen SMREKERS, soweit sie sich gegen die theoretische Grundlage der Methode wendeten, den Verfasser zu eingehenden Untersuchungen über die spezifische Ergiebigkeit, die ihn schließlich zur Aufstellung einer neuen Methode führten, bei welcher zwar die Art der Messungen der bei der spezifischen Ergiebigkeit angewendeten ähnlich ist, die Auswertung der Ergebnisse aber nicht mehr eine relative bleibt, sondern für die Durchlässigkeit absolute Werte ergibt.

Zunächst ist noch die Beschaffenheit des durch Einsetzen „eines Filterkorbes von bestimmten Abmessungen“ aus einem Bohrloch vorübergehend hergestellten Rohrbrunnens zu erörtern.

Zur Vergleichbarkeit der verschiedenenorts ermittelten spezifischen Ergiebigkeiten ist nach A. THIEM erforderlich, daß die Konstruktion des Brunnenfilters einheitlich ist, indem der Filterkorb in allen Fällen die gleiche Länge, nahezu gleichen Durchmesser und ein Filtergewebe von gleicher Beschaffenheit erhält. In der Regel verwendete A. THIEM Filterkörbe von 3 m Länge, die durch Ziehen der Bohrrohre auf 2 m Länge freigelegt wurden, so daß die wirksame Länge des Filterkorbes 2 m betrug. Der äußere Durchmesser des Filterkorbes einschließlich Gewebes war meist 0,17 m. Zuweilen wurden auch die bekannten gußeisernen THIEMschen Rohrbrunnenfilterkörbe von 0,19 m äußerem Durchmesser angewendet, da geringe Änderungen des Durchmessers die erhaltenen Beobachtungswerte fast gar nicht beeinflussen. Die Filtergewebe waren meist sehr engmaschige Tressengewebe, die jedenfalls nicht zu vernachlässigende Eintrittswiderstände verursachen; die Gewebe sollten so beschaffen sein, daß sie sowohl bei grobkörnigen als sehr feinkörnigen erbohrten Schichten ihren Zweck erfüllten; eine ganz präzise Bestimmung über das Filtergewebe war aber nicht getroffen. Die Absenkung der Wasserspiegel wurde innerhalb des Rohrbrunnens gemessen und enthielt somit die Eintrittswiderstände des Brunnenfilters.

Aus vorstehendem kann folgende Definition abgeleitet werden:

Die spezifische Ergiebigkeit nach A. THIEM ist der Quotient, dessen Zähler die Wassermenge in Sekundenlitern ist, welche ein Rohrbrunnen von 2 m wirksamer Filterkorblänge, 0,17 m äußerem Filterkorbdurchmesser mit engmaschigem Filtergewebe im angenäherten Beharrungszustande liefert, und dessen Nenner durch die gleichzeitig und in Metern gemessene Senkung des Grundwasserspiegels unter den ursprünglichen natürlichen Grundwasserspiegel mit Einrechnung der Eintrittswiderstände des Filtergewebes gebildet wird.

Eine jede Unbestimmtheit ausschließende Definition aufzustellen, ist nicht angängig; die von A. THIEM an den Versuchsbohrungen ermittelten und in den Berichten als spezifische

Ergiebigkeit angesprochenen und mitgeteilten Zahlenwerte entsprechen tatsächlich der obigen Definition. Es ist nicht zu verkennen, daß sich hier Angriffspunkte für Bemängelungen finden lassen, welche aber bei der neuen Methode vollständig ausgeschaltet werden.

II. Analytische Ableitung der neuen Methode.

Es bezeichne:

Q allgemein die einem Rohrbrunnen im Beharrungszustande entnommene Wassermenge in Kubikmetern je Sekunde;

Q_1 die bei der außen am Rohrbrunnen gemessenen Absenkung des natürlichen Grundwasserspiegels um 1 m aus einem Rohrbrunnen im Beharrungszustande entnommene Wassermenge wie vorstehend;

s eine Absenkung des natürlichen Grundwasserspiegels, außen am Rohrbrunnen gemessen, in Metern;

Q_s analog Q_1;

e_1 die spezifische Ergiebigkeit, die bei der Absenkung des natürlichen Grundwasserspiegels von 1 m ermittelt wird, in Sekundenlitern je Meter Absenkung;

e_s die spezifische Ergiebigkeit, die aus einer Absenkung von s Metern proportional ermittelt wird;

k die Durchlässigkeit, d. h. die von der Bodenbeschaffenheit abhängige fingierte Filtergeschwindigkeit, die dem Gefälle 1 : 1 entsprechen würde, sofern die Proportionalität des DARCYschen Filtergesetzes bis zu diesem großen Gefälle Geltung hätte, und die für kleine Gefälle die wirklichen Filtergeschwindigkeiten proportional ergibt, in Metern je Sekunde;

R allgemein einen beliebigen Radius, hier besonders den „Einwirkungsradius“, d. h. eine Entfernung von der Brunnenachse, in welcher im angenäherten Beharrungszustande eine meßbare Einwirkung durch die Entnahme von Q auf den natürlichen Grundwasserspiegel sich verliert, in Metern;

R_1 den Einwirkungsradius für die Absenkung $= 1$;

R_s analog R_1;

r allgemein einen beliebigen Radius, hier besonders den halben äußeren Durchmesser des Filterkorbes, in Metern;

H allgemein den bei der Entnahme von Q im Beharrungszustande in der Entfernung R von der Brunnenachse verbleibenden Grundwasserstand über der wassertragenden Sohle, hier besonders den natürlichen Grundwasserstand über der wassertragenden Sohle, der in der Entfernung des Einwirkungsradius keine meßbare Verminderung erfährt, in Metern;

h wie vorstehend für die Entfernung r, hier besonders den verbleibenden Grundwasserstand über der wassertragenden Sohle an der Außenseite des Filterkorbes eines vollkommenen Rohrbrunnens gemessen, in Metern;

T die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht bei artesisch gespanntem Grundwasser, in Metern.

Der Einwirkungsradius ist also eine solche Entfernung von der Brunnenachse, in welcher die eintretende Senkung $s = \triangle H$ so klein wird, daß mit sehr großer Annäherung $H = H + \triangle H$, d. h. gleich dem Grundwasserstand über der wassertragenden Sohle bei natürlichem Grundwasserspiegel gesetzt werden kann. R wird mithin nicht als genauer Zahlenwert erhalten, sondern nur durch Beobachtung oder Erwägung eingegrenzt werden können. Welchen Einfluß dieser Spielraum des Wertes von R hat, wird sich weiter unten zeigen.

Die folgende Entwickelung wird zunächst auf das Darcysche Filtergesetz gestützt; auf die gegen dieses neuerdings gerichteten Zweifel wird im Abschnitt V eingegangen werden.

Es wird horizontale wassertragende Sohle, horizontaler Grundwasserspiegel und gleichmäßige Stärke der wasserführenden Schicht vorausgesetzt. Die Einführung eines natürlichen Grundwassergefälles würde bei Anwendung der weiter unten ersichtlichen Grundformeln bekanntlich zu einer Änderung der Ergebnisse nicht führen, da unter sonst gleichen Voraussetzungen anerkanntermaßen an der Gesamtergiebigkeit eines Brunnens nichts geändert wird, mag er sich im ruhenden oder fließenden Wasser befinden [1]. Es sei aber hierzu bemerkt, daß dieses Ergebnis auf Vernachlässigungen beruht. Eine präzise allgemeine analytische Ableitung der Absenkungen im geneigten Grundwasserspiegel ist bisher nicht gelungen.

---

[1] Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte 1, 417.

A. Freies, nicht artesisch gespanntes Grundwasser.

1. Das Verhältnis von k zu e_1.

Es soll das Verhältnis von k zu e_1 für freies Grundwasser ermittelt werden.

Für einen vollkommenen, d. h. in ganzer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht als Filter ausgebildeten Rohrbrunnen gilt unter den am Beginn des Abschnittes gemachten Voraussetzungen bei eingetretenem Beharrungszustand die bekannte, von DUPUIT [1]) aufgestellte Formel

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi . k} \cdot ln \frac{R}{r} \quad \cdots\cdots \quad (1)$$

worin R und r zwei beliebige Radien, H und h die ihnen entsprechenden verbleibenden Grundwasserstände über der wassertragenden Sohle sind.

Diese Formel beruht auf dem DARCYschen Filtergesetz und ist von SMREKER [2]) für unzutreffend erklärt worden. Gleichwohl wird sie den nachfolgenden Entwickelungen zugrunde gelegt werden; auf die SMREKERschen Einwände wird in Abschnitt V eingegangen.

Für den vorliegenden Zweck erhalten in der Formel die vier Größen H, h, R und r die oben angegebenen besonderen Bedeutungen.

Für Absenkung des natürlichen Grundwasserspiegels an der Außenseite des Filterkorbes um 1 m erhält man, indem $h = H - 1$ gesetzt wird,

$$H^2 - (H-1)^2 = \frac{Q_1}{\pi . k} ln \frac{R_1}{r} \quad \cdots\cdots \quad (2)$$

und hieraus

$$\frac{k}{Q_1} = \frac{ln \frac{R_1}{r}}{(2H-1) . \pi} \quad \cdots\cdots \quad (3)$$

---

1) FORCHHEIMER, Hydraulik, gibt die Quelle der Formel an: J. DUPUIT, Études theoriques et pratiques, 2 ed. 1863, p. 254 et 261. A. THIEM, Die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher usw., Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1870, S. 450. WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte 1, 411 u. 412. — 2) Dr.-Ing. O. SMREKER, Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung, Leipzig 1914.

Bevor in diesem Ausdruck die spezifische Ergiebigkeit e_1 ihrem Zahlenwerte nach an Stelle von 1000 Q_1 eingeführt wird, sei besonders betont, daß die bisher übliche Messung der Absenkung bzw. von h innerhalb des Filterkorbes nur dann angängig wäre, wenn das Filtergewebe infolge geeigneter Auswahl einen merklichen Eintrittswiderstand nicht verursacht. Dies ist zwar durchführbar, sicherer aber wirkt eine einfache Einrichtung, welche ein bequemes Messen des an der Außenseite des Filterkorbes befindlichen Wasserstandes ermöglicht, worauf noch zurückzukommen ist. Die Ausschaltung des Eintrittswiderstandes ist eine Vorbedingung für die weitere theoretische Behandlung und für die Erzielung einheitlicher Ergebnisse. Weiter ist zu berücksichtigen, daß der Ausdruck für einen vollkommenen Rohrbrunnen, nicht aber für einen Rohrbrunnen mit nur 2 m langem Filterkorbe gilt. Es wird deshalb erforderlich, die vorhandenen Untersuchungsergebnisse über die unvollkommenen Rohrbrunnen in die Betrachtung zu ziehen.

M. Rother hat im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1904, S. 937, eine Abhandlung „Ergiebigkeit unvollkommener Rohrbrunnen" veröffentlicht. Er beschränkt sich aber darauf, nicht die wirkliche Ergiebigkeit, sondern deren Mindestwerte zu bestimmen, was für Entwürfe praktisch sehr wertvoll, hier aber nicht ausreichend ist, und gelangt zu dem Urteil, daß die Theorie bisher nicht imstande sei, die tatsächlichen Vorgänge zu verfolgen. Von derselben Ansicht dürfte Ph. Forchheimer ausgegangen sein, als er für ungespanntes Grundwasser die Ergiebigkeit unvollkommener Rohrbrunnen durch Versuche ermittelte und die Beziehung [1])

$$\frac{H^2-\mathfrak{h}^2}{H^2-h^2} = \sqrt{\frac{\mathfrak{h}}{t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{\mathfrak{h}}{2\mathfrak{h}-t}} \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

aufstellte, worin H die obige besondere Bedeutung, h die obige besondere Bedeutung für den vollkommenen, $\mathfrak{h}$ die Bedeutung von h für den unvollkommenen Rohrbrunnen hat und t die wirksame, in beliebiger Tiefe befindliche Filterkorblänge bezeichnet. Diese Formel ermöglicht es, den vorliegenden Zweck zu erreichen.

[1]) Forchheimer, Hydraulik, S. 440.

Wird in ihr, um wieder auf die Absenkung von 1 m hinauszukommen,

$$\mathfrak{h} = H - 1 \quad \text{und} \quad t = 2$$

gesetzt, so ergibt sich:

$$h^2 = H^2 - \frac{(2H-1) \cdot \sqrt[4]{8 \cdot (H-2)}}{\sqrt[4]{(H-1)^3}} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

und wird dieser Wert von h^2 in Formel (1) eingesetzt und hierbei folgerichtig Q durch Q_1 und R durch R_1 ersetzt, so folgt:

$$\frac{k}{Q_1} = \frac{ln \frac{R_1}{r}}{(2H-1) \cdot \pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{(H-1)^3}{8 \cdot (H-2)}} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (6)$$

Ein Vergleich der Formeln (3) und (6) zeigt den Einfluß der Verminderung der Filterkorblänge auf 2 m.

Nunmehr darf e_1 an Stelle von $1000 \cdot Q_1$ gesetzt werden; es ist:

$$\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot \frac{1}{(2H-1) \cdot \pi \cdot 1000} \cdot \sqrt[4]{\frac{(H-1)^3}{8 \cdot (H-2)}} \quad . \; . \; . \quad (7)$$

Auf dieser Formel beruhen die nachfolgenden Zahlentafeln.

Entsprechend obigem ist hierbei $r = 0{,}085$ m. Die geringste Mächtigkeit der wasserführenden Schicht wurde mit 3 m, entsprechend 2 m Filterkorblänge und 1 m Absenkung, angenommen; die Mächtigkeit bis 40 m dürfte praktisch genügen; ebenso der Einwirkungsradius R_1 in den Grenzen zwischen 12,5 m und 1600 m.

Die Auswertung der Formel (7) ergibt:

für $H = 3$ ist $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,063\,66$

„ $H = 5$ „ $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,045\,21$

„ $H = 10$ „ $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,030\,78$

„ $H = 15$ „ $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,024\,88$

„ $H = 20$ „ $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,021\,44$

„ $H = 25$ „ $\frac{k}{e_1} = ln \frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,019\,13$

$$\text{für } H = 30 \text{ ist } \frac{k}{e_1} = ln\,\frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,017\,43$$
$$\text{„ } H = 35 \text{ „ } \frac{k}{e_1} = ln\,\frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,016\,11$$
$$\text{„ } H = 40 \text{ „ } \frac{k}{e_1} = ln\,\frac{R_1}{r} \cdot 0{,}000\,015\,06.$$

Ferner:

$$\text{für } R = 12{,}5 \text{ ist } \frac{R}{r} = 147{,}1 \text{ und } ln\,\frac{R}{r} = 4{,}9908$$
$$\text{„ } R = 25 \text{ „ } \frac{R}{r} = 294{,}1 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 5{,}6839$$
$$\text{„ } R = 50 \text{ „ } \frac{R}{r} = 588{,}2 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 6{,}3771$$
$$\text{„ } R = 100 \text{ „ } \frac{R}{r} = 1\,176{,}5 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 7{,}0703$$
$$\text{„ } R = 200 \text{ „ } \frac{R}{r} = 2\,352{,}9 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 7{,}7634$$
$$\text{„ } R = 400 \text{ „ } \frac{R}{r} = 4\,705{,}9 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 8{,}4566$$
$$\text{„ } R = 800 \text{ „ } \frac{R}{r} = 9\,411{,}8 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 9{,}1497$$
$$\text{„ } R = 1600 \text{ „ } \frac{R}{r} = 18\,823{,}5 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 9{,}8429$$
$$\text{„ } R = 3200 \text{ „ } \frac{R}{r} = 37\,647{,}0 \text{ „ } ln\,\frac{R}{r} = 10{,}5360.$$

Die Werte von $\frac{k}{e_1}$ für verschiedene Werte von R_1 und H sind aus nebenstehender Zahlentafel ersichtlich und durch das umstehende Diagramm veranschaulicht; da die Werte von R_1 so angenommen sind, daß jeder das Doppelte des Nächstniedrigen ist, wird der Wert von $ln\,\frac{R_1}{r}$ immer um den Wert von $ln\,2$ vergrößert, und die einzelnen Kurven haben deshalb in der Ordinatenrichtung voneinander gleiche Abstände. Man könnte daher die fehlenden Nachbarkurven, z. B. für $R_1 = 6{,}25$ und $R_1 = 3200$, leicht hinzufügen.

Das Diagramm zeigt, daß

1. die Durchlässigkeit zur spezifischen Ergiebigkeit keineswegs in einem auch nur annähernd konstanten Verhältnis steht,

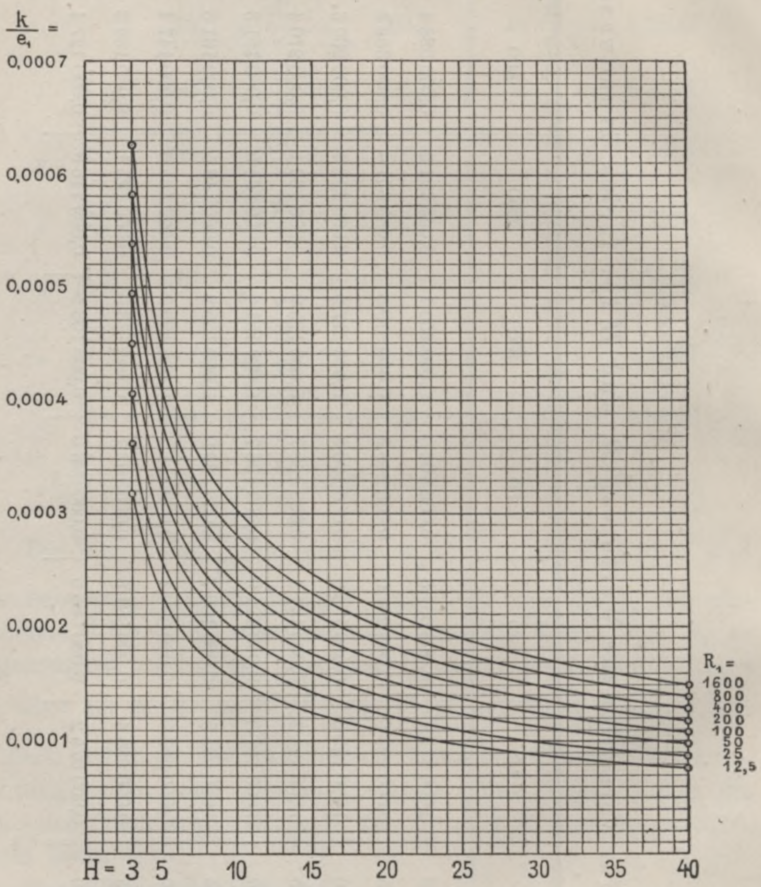
Werte von $\frac{k}{e_1}$

für verschiedene Werte von R_1 und H für freies Grundwasser (Formel 7).

$R_1 =$	12,5	25	50	100	200	400	800	1600
$H =$ 3	0,000 317 7	0,000 361 8	0,000 406 0	0,000 450 1	0,000 494 2	0,000 538 4	0,000 582 5	0,000 626 6
= 5	0,000 225 6	0,000 257 0	0,000 288 3	0,000 319 6	0,000 351 0	0,000 382 3	0,000 413 7	0,000 445 0
= 10	0,000 153 6	0,000 175 0	0,000 196 3	0,000 217 6	0,000 238 9	0,000 260 3	0,000 281 6	0,000 302 9
= 15	0,000 124 2	0,000 141 4	0,000 158 7	0,000 175 9	0,000 193 1	0,000 210 4	0,000 227 7	0,000 244 9
= 20	0,000 107 0	0,000 121 9	0,000 136 7	0,000 151 6	0,000 166 5	0,000 181 3	0,000 196 2	0,000 211 1
= 25	0,000 095 5	0,000 108 7	0,000 122 0	0,000 135 2	0,000 148 5	0,000 161 8	0,000 175 0	0,000 188 3
= 30	0,000 087 0	0,000 099 1	0,000 111 2	0,000 123 2	0,000 135 3	0,000 147 4	0,000 159 5	0,000 171 5
= 35	0,000 080 4	0,000 091 6	0,000 102 7	0,000 113 9	0,000 125 1	0,000 136 2	0,000 147 4	0,000 158 6
= 40	0,000 075 2	0,000 085 6	0,000 096 0	0,000 106 5	0,000 116 9	0,000 127 4	0,000 137 8	0,000 148 2

Werte von $\frac{k}{e_1}$

für verschiedene Werte von H und R_1 für freies Grundwasser (Formel 7).



2. dieses Verhältnis von der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht stark abhängig ist und mit deren Wachsen abnimmt,
3. es in geringerem Maße von dem Einwirkungsradius abhängt und mit diesem wächst.

Da die Formel (7) zwei Unbekannte, k und R_1, enthält, kann k nur dann näherungsweise ermittelt werden, wenn es gelingt, den Wert von R_1 durch Erwägung oder Beobachtung einzugrenzen. Daß der Einwirkungsradius bei 1 m Absenkung, sofern die Schichten überhaupt hydrologisch untersuchungswürdig sind, allermindestens 12,5 m beträgt, ist erfahrungsmäßig stets anzunehmen; übrigens würde eine Verringerung auf 6,25 m nach obigem keinen sehr erheblichen Einfluß auf k haben. Die Kurve für $R_1 = 12{,}5$ ergibt daher praktisch das Mindestmaß für k. Schon eine solche Mindestfeststellung kann im Einzelfalle nützlich sein. In der Regel werden aber bei hydrologischen Untersuchungen benachbarte Bohrlöcher oder andere Spiegelbeobachtungspunkte vorhanden sein, im Notfalle kann eine Spiegelaufdeckung hergestellt werden. Man wird danach feststellen können, ob sich der Einfluß des Pumpversuches noch in 50, 100 oder noch in 200 m Entfernung zeigte, und wird einen entsprechend erhöhten Wert von k ermitteln. Es ist wiederum eine Erfahrung, daß bei den üblichen kleinen Handpumpversuchen bei Absenkung von 1 m über 200 m Entfernung hinaus bei freiem Grundwasser eine Einwirkung in der Regel nicht erfolgt. Mangels besonderer Beobachtungsgelegenheiten wird ein hydrologisch geschulter Ingenieur immerhin auf Grund anderweiter oder auf demselben Untersuchungsfelde bereits gewonnener Erfahrungen in der Lage sein, einen genügend genauen Wert für R_1 zu schätzen. Hier kommt auch ferner der Zweck der Untersuchung in Frage. Handelt es sich um die Voruntersuchung für eine Wasserversorgung, so wird man R_1 nicht zu groß schätzen, um sichere Mindestwerte von k zu erhalten. Gilt es dagegen, eine Grundwasserhaltung, z. B. für Bauzwecke, vorzubereiten, so wird man R_1 nicht zu klein schätzen, um Höchstwerte für k zu erhalten.

Beispiel: Aus einem Bohrloche wurden im angenäherten Beharrungszustande bei einer Absenkung des natürlichen Spiegels von 1 m 5 Sekundenliter gefördert. Die natürliche Mächtigkeit der wasserführenden Schicht war 13 m, in einem 100 m entfernten Bohrloche sank der Spiegel um einige Millimeter, in einem 200 m entfernten Bohrloche war eine Einwirkung nicht zu bemerken. Hiernach wird $R_1 = 150$ angenommen. Aus dem Diagramm wird für diesen Wert von R_1 und für $H = 13$ der Wert $\frac{k}{e_1} = 0{,}0002$ abgegriffen; somit ist $k = 5 \cdot 0{,}0002 = 0{,}001$. Hätte man R_1 nicht beobachtet, sondern irrtümlich auf nur 50 m geschätzt, so hätte sich $k = 0{,}000\,87$, also trotz der erheblichen Abweichung vom genaueren Werte von R_1 nur um 13 Proz. zu klein ergeben.

2. Das Verhältnis von e_1 zu e_s und von k zu e_s sowie eine andere neue Art der Bestimmung der Durchlässigkeit.

Nach vorstehendem könnte es erstrebenswert erscheinen, die spezifische Ergiebigkeit mit der Absenkung von genau 1 m zu ermitteln. Das würde aber nicht immer leicht durchführbar sein und auch oft den gleichzeitig zu erfüllenden Zwecken, durch stärkere Entnahme möglichst geeignete Wasserproben für chemische Untersuchungen zu gewinnen, sowie dem interessierten Laien gelegentlich möglichst große Ergiebigkeiten zu zeigen, nicht entsprechen. Man wird daher in der Regel e_s bei der Absenkung s feststellen. Da die Ergiebigkeiten den Absenkungen bei freiem Grundwasser nicht proportional sind, so ist e_1 nicht gleich e_s. Deshalb soll im folgenden das Verhältnis von e_1 zu e_s untersucht werden, um aus e_s den Wert von e_1 ableiten und sodann wiederum das obige Diagramm benutzen zu können. Wird in der Forchheimerschen Formel (4)

$$\mathfrak{h} = H - s \quad \text{und} \quad t = 2$$

gesetzt, so ergibt sich:

$$h^2 = H^2 - s \cdot (2H - s) \cdot \sqrt[4]{\frac{8 \cdot (H - s - 1)}{(H - s)^3}}.$$

Die Einsetzung dieses Wertes von h^2 in Formel (1) ergibt:

$$Q_s = \frac{s \cdot (2H - s) \cdot \pi \cdot k}{ln \frac{R_s}{r}} \cdot \sqrt[4]{\frac{8 \cdot (H - s - 1)}{(H - s)^3}} \quad \ldots \quad (8)$$

Für $s = 1$ folgt, wie Formel (6),

$$Q_1 = \frac{(2H - 1) \cdot \pi \cdot k}{ln \frac{R_1}{r}} \cdot \sqrt[4]{\frac{8 \cdot (H - 2)}{(H - 1)^3}} \quad \ldots\ldots \quad (9)$$

Ferner ist dem Zahlenwerte nach

$$e_1 = 1000 \,.\, Q_1,$$

$$e_s = 1000 \cdot \frac{1}{s} Q_s,$$

mithin:

$$\frac{e_1}{e_s} = \frac{Q_1}{\frac{1}{s} Q_s};$$

werden hierin Q_1 und Q_s nach Formeln (8) und (9) ersetzt, so folgt:

$$\frac{e_1}{e_s} = \frac{2H-1}{2H-s} \cdot \sqrt[4]{\frac{H-2}{H-s-1} \cdot \frac{(H-s)^3}{(H-1)^3}} \cdot \frac{ln\frac{R_s}{r}}{ln\frac{R_1}{r}} \quad . \; . \; (10)$$

Bezeichnet man den algebraischen Teil der rechten Seite dieser Gleichung mit A, so ist:

$$\frac{e_1}{e_s} = A \cdot \frac{ln\frac{R_s}{r}}{ln\frac{R_1}{r}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (11)$$

Eine Vereinfachung der vorstehenden Formel würde darin liegen, daß der Logarithmenbruch $= 1$ gesetzt wird, mit der bekannten Begründung, daß sowohl $\frac{R_s}{r}$ als $\frac{R_1}{r}$ verhältnismäßig große Zahlen sind, deren Logarithmen nicht sehr voneinander abweichen und gekürzt werden können. Auf dieser Annäherung beruht z. B. die im Handbuche der Ingenieurwissenschaften, 3. Auflage, S. 203 gegebene Formel, die aus Formel (1) folgt und wohl das oben von G. Thiem erwähnte parabolische Gesetz darstellt:

$$\frac{Q_n}{Q_m} = \frac{H^2 - h_n^2}{H^2 - h_m^2}.$$

Diese Kürzung ergibt indes sehr ungenaue Werte und würde für den unvollkommenen Rohrbrunnen bei Formel (11) sogar widersinnig dazu führen, daß e_1 nicht nur bei $s < 1$, sondern auch bei $s > 1$ zumeist kleiner ausfällt als e_s; das Verhältnis $\frac{e_1}{e_s}$ würde dann nämlich gleich den in der nachstehenden Zahlentafel angegebenen Werten von A sein, deren Vergleich das Gesagte bestätigt.

Es wird daher erforderlich, den Logarithmenbruch genauer auszuwerten. Zu diesem Zwecke soll die Definition von R, als diejenige Entfernung, in welcher eine meßbare Einwirkung auf den Grundwasserspiegel nicht mehr stattfindet, näherungsweise dahin ergänzt werden, daß in ihr ein bestimmtes, aber nicht mehr meßbares Maximalgefälle i herrscht. Dann kann nach der DARCYschen Grundformel gesagt werden:

$$Q_1 = k \,.\, i \,.\, 2\, R_1 \,.\, \pi \,.\, H$$

und

$$Q_s = k \,.\, i \,.\, 2\, R_s \,.\, \pi \,.\, H,$$

woraus folgt:

$$\frac{Q_1}{Q_s} = \frac{R_1}{R_s} \quad \text{und} \quad R_1 = R_s \cdot \frac{Q_1}{Q_s} \cdot \;\; \ldots \ldots \quad (12)$$

d. h. man kann näherungsweise annehmen, daß die Einwirkungsradien sich wie die entnommenen Wassermengen verhalten.

Mithin ist:

$$ln \frac{R_1}{r} = ln \left(\frac{R_s}{r} \cdot \frac{Q_1}{Q_s} \right) \;\; \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Wird in Formel (11) der Wert von $ln \frac{R_1}{r}$ durch den Wert aus Formel (13) und hierin Q_1 und Q_s durch die Werte aus Formel (8) und (9) ersetzt, so folgt:

$$\frac{e_1}{e_s} = A \cdot \frac{ln \dfrac{R_s}{r}}{ln \left(\dfrac{R_s}{r} \cdot \dfrac{1}{s} \cdot A \cdot \dfrac{ln \dfrac{R_s}{r}}{ln \dfrac{R_1}{r}} \right)} \cdot$$

Auch hierin kann man $ln \frac{R_1}{r}$ wieder nach Formel (13) ersetzen und weiter ad inf. und so eine immer größere Annäherung an den Wert von $\frac{e_1}{e_s}$ erhalten. Dann ist, wenn man

$$\frac{R_s}{r} \cdot \frac{1}{s} \cdot A = B$$

setzt,

$$\frac{e_1}{e_s} = A \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\left\{B \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\left\{B \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\left\{B \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\left\{B \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\,B}\ \text{usw.}\right\}}\right\}}\right\}}\right\}} \quad \ldots (14)$$

Bei der Auswertung der Formel können anstatt der natürlichen auch die BRIGGSschen Logarithmen verwendet werden, da der Logarithmenmodul herausfällt.

Wie man sich durch einige Beispielrechnungen leicht überzeugen kann, weichen die erhaltenen Werte, wenn der Logarithmenbruch in der zweiten Klammer gleich 1 gesetzt wird, kaum noch ab von denjenigen, die eine noch genauere Auswertung der Formel ergibt. Man findet aber auch, daß schon, wenn der Logarithmenbruch in der ersten Klammer gleich 1 gesetzt wird, sich Näherungswerte ergeben, die als praktisch genügend angesehen werden können, sofern die sonstigen der technischen Ausführung der Versuche anhaftenden Fehlerquellen berücksichtigt werden. Im letzteren Falle entsteht eine sehr wünschenswerte Vereinfachung der Formel; es ergibt sich:

$$\frac{e_1}{e_s} = A \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\left(\frac{R_s}{r} \cdot \frac{1}{s} \cdot A\right)} = A \cdot \frac{ln\,\frac{R_s}{r}}{ln\,\frac{R_s}{r} - ln\,\frac{s}{A}} \quad \ldots (15)$$

Auf dieser Formel beruht die umstehende Zahlentafel für die Werte von $\frac{e_1}{e_s}$. Hierbei sind für H Werte von 3 bis 40, für R_s Werte von 25 bis 1600 und für s der Wert $= 0{,}1$ und die ganzzahligen Werte von 1 bis 8 entsprechend der größten praktisch möglichen Saughöhe angenommen.

Die Werte für $A = \frac{2H-1}{2H-s} \cdot \sqrt[4]{\frac{H-2}{H-s-1} \cdot \frac{(H-s)^3}{(H-1)^3}}$ und für $ln\,\frac{s}{A}$ sind in der Zahlentafel besonders angegeben.

Werte von $\frac{e_1}{e_s}$

sowie von A und von $ln\frac{s}{A}$ für verschiedene Werte von s, H und R_s (Formel 15).

H	R_s	$s =$	0,1	1	2	3	4	5	6	7	8
$H = 3$		$A =$	0,9538	1,0000							
		$ln\ s/A =$	-2,2553	0,0000							
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,6829	1,0000							
	50		0,7046	1,0000							
	100		0,7231	1,0000							
	200		0,7391	1,0000							
	400		0,7530	1,0000							
	800		0,7652	1,0000							
	1600		0,7760	1,0000							
$H = 4$		$A =$	0,9831	1,0000	1,0236						
		$ln\ s/A =$	-2,2855	0,0000	0,6698						
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7012	1,0000	1,1603						
	50		0,7237	1,0000	1,1437						
	100		0,7429	1,0000	1,1307						
	200		0,7595	1,0000	1,1203						
	400		0,7739	1,0000	1,1117						
	800		0,7866	1,0000	1,1045						
	1600		0,7978	1,0000	1,0983						
$H = 7$		$A =$	0,9965	1,0000	0,9991	0,9942	0,9720	0,9475			
		$ln\ s/A =$	-2,2991	0,0000	0,6941	1,1045	1,4147	1,6633			
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7095	1,0000	1,1380	1,2340	1,2941	1,3395			
	50		0,7324	1,0000	1,1211	1,2025	1,2491	1,2818			
	100		0,7520	1,0000	1,1079	1,1783	1,2151	1,2390			
	200		0,7688	1,0000	1,0972	1,1591	1,1886	1,2059			
	400		0,7835	1,0000	1,0884	1,1436	1,1673	1,1795			
	800		0,7964	1,0000	1,0811	1,1307	1,1498	1,1580			
	1600		0,8078	1,0000	1,0749	1,1199	1,1352	1,1402			
$H = 10$		$A =$	0,9986	1,0000	0,9991	0,9947	0,9854	0,9693	0,9440	0,9068	0,8619
		$ln\ s/A =$	-2,3012	0,0000	0,6941	1,1040	1,4011	1,6406	1,8494	2,0438	2,2281
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7108	1,0000	1,1380	1,2345	1,3078	1,3626	1,3993	1,4159	1,4176
	50		0,7338	1,0000	1,1211	1,2030	1,2629	1,3050	1,3296	1,3345	1,3248
	100		0,7534	1,0000	1,1079	1,1788	1,2289	1,2622	1,2784	1,2755	1,2585
	200		0,7703	1,0000	1,0972	1,1596	1,2024	1,2290	1,2392	1,2308	1,2088
	400		0,7850	1,0000	1,0884	1,1441	1,1811	1,2026	1,2082	1,1958	1,1702
	800		0,7979	1,0000	1,0811	1,1312	1,1636	1,1811	1,1831	1,1676	1,1394
	1600		0,8094	1,0000	1,0749	1,1204	1,1489	1,1632	1,1624	1,1444	1,1141
$H = 20$		$A =$	0,9997	1,0000	0,9997	0,9987	0,9967	0,9938	0,9896	0,9839	0,9766
		$ln\ s/A =$	-2,3023	0,0000	0,6934	1,0999	1,3896	1,6157	1,8022	1,9621	2,1032
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7115	1,0000	1,1386	1,2383	1,3192	1,3885	1,4491	1,5026	1,5502
	50		0,7345	1,0000	1,1216	1,2069	1,2744	1,3310	1,3794	1,4212	1,4572
	100		0,7541	1,0000	1,1084	1,1827	1,2405	1,2882	1,3281	1,3618	1,3902
	200		0,7710	1,0000	1,0977	1,1635	1,2140	1,2550	1,2888	1,3167	1,3395
	400		0,7858	1,0000	1,0890	1,1480	1,1927	1,2285	1,2576	1,2812	1,2999
	800		0,7987	1,0000	1,0817	1,1352	1,1752	1,2069	1,2323	1,2525	1,2681
	1600		0,8102	1,0000	1,0755	1,1243	1,1605	1,1890	1,2114	1,2289	1,2420
$H = 30$		$A =$	0,9999	1,0000	0,9999	0,9994	0,9986	0,9974	0,9958	0,9937	0,9911
		$ln\ s/A =$	-2,3024	0,0000	0,6933	1,0992	1,3877	1,6120	1,7960	1,9523	2,0884
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7116	1,0000	1,1388	1,2390	1,3212	1,3923	1,4558	1,5136	1,5668
	50		0,7347	1,0000	1,1219	1,2075	1,2763	1,3348	1,3862	1,4321	1,4737
	100		0,7543	1,0000	1,1086	1,1834	1,2425	1,2920	1,3349	1,3728	1,4066
	200		0,7712	1,0000	1,0980	1,1642	1,2160	1,2588	1,2955	1,3275	1,3558
	400		0,7859	1,0000	1,0892	1,1487	1,1946	1,2323	1,2643	1,2920	1,3161
	800		0,7989	1,0000	1,0819	1,1359	1,1771	1,2107	1,2390	1,2632	1,2842
	1600		0,8103	1,0000	1,0757	1,1250	1,1625	1,1927	1,2181	1,2396	1,2580
$H = 40$		$A =$	0,9999	1,0000	1,0000	0,9997	0,9993	0,9986	0,9978	0,9967	0,9953
		$ln\ s/A =$	-2,3024	0,0000	0,6932	1,0989	1,3871	1,6108	1,7940	1,9492	2,0841
	$R_s =$ 25	$\frac{e_1}{e_s} =$	0,7116	1,0000	1,1389	1,2393	1,3219	1,3935	1,4580	1,5169	1,5715
	50		0,7347	1,0000	1,1220	1,2078	1,2771	1,3361	1,3884	1,4355	1,4785
	100		0,7543	1,0000	1,1087	1,1837	1,2432	1,2932	1,3371	1,3761	1,4113
	200		0,7712	1,0000	1,0980	1,1645	1,2167	1,2600	1,2977	1,3308	1,3605
	400		0,7859	1,0000	1,0893	1,1490	1,1954	1,2336	1,2665	1,2952	1,3208
	800		0,7989	1,0000	1,0820	1,1362	1,1779	1,2120	1,2412	1,2665	1,2889
	1600		0,8103	1,0000	1,0758	1,1253	1,1632	1,1940	1,2202	1,2428	1,2626

Für $s = 0$ wird $\frac{e_1}{e_s} = 0$; für $s = 1$ wird $\frac{e_1}{e_s}$ sowie $A = 1$.

Einige Zahlen der Tafel liegen jenseits praktischer Grenzen, insofern für sehr kleine Senkungen niemals sehr große Einwirkungsradien eintreten können; z. B. für $s = 0{,}1$ wird R_s nie $= 1600$ sein; es schien jedoch schwierig, eine Grenze zu ziehen, und deshalb erfolgte die Ausrechnung der Tafel vollständig; ihre Brauchbarkeit leidet hierunter nicht.

Wie die Tafel zeigt, ist der Wert von A für größere Mächtigkeiten der wasserführenden Schicht, sowie für kleinere, falls die Absenkung weniger als die Hälfte der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht beträgt, nicht sehr verschieden von 1.

Wird unter der vorstehenden Einschränkung $A = 1$ gesetzt, so geht Formel (15) über in die die Berechnung noch mehr vereinfachende Näherungsformel:

$$\frac{e_1}{e_s} = \frac{ln \frac{R_s}{r}}{ln \frac{R_s}{r.s}} = \frac{ln \frac{R_s}{r}}{ln \frac{R_s}{r} - ln\, s} \quad \ldots\ldots \quad (16)$$

Diese Formel gibt Werte, die von denen der Formel (15) und der Zahlentafel nicht erheblich abweichen, und dürfte ebenfalls praktisch brauchbar sein.

Beispiel: Aus einem Bohrloche wurden im angenäherten Beharrungszustande bei einer Absenkung des natürlichen Spiegels von 6,5 m 8 Sekundenliter gefördert. Die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht war 13 m. In einem 300 m entfernten Bohrloche sank der Spiegel um einige Millimeter. Der Einwirkungsradius wird danach zu 400 m angenommen.

Aus der Tafel werden folgende Werte interpoliert:

$$\text{für } H = 10 \text{ und } R_s = 400 \text{ ist } \frac{e_1}{e_{6,5}} = 1{,}2020,$$

$$\text{für } H = 20 \text{ und } R_s = 400 \text{ ist } \frac{e_1}{e_{6,5}} = 1{,}2694.$$

Hieraus wird für $H = 13$ interpoliert:

$$\frac{e_1}{e_{6,5}} = 1{,}2222.$$

Mithin ist:

$$e_1 = 1{,}2222 \cdot \frac{8}{6{,}5} = 1{,}5042.$$

Entsprechend Formel (12) ist:

$$R_1 = 400 \cdot \frac{1{,}5042}{8} = 75{,}21 \text{ m.}$$

Aus dem Diagramm für $\frac{k}{e_1}$ wird nunmehr für $H = 13$ und $R_1 = 75$ abgegriffen:

$$\frac{k}{e_1} = 0{,}000\,181,$$

somit ist:

$$k = 0{,}000\,181 \,.\, 1{,}504\,2 = 0{,}000\,272\,3.$$

Hätte man R_s nur $= 200$ angenommen, so würde sich $k = 0{,}000\,250$ ergeben.

Bei der vorstehenden Art der Aufsuchung von k aus e_s wurde der mittelbare Weg über e_1 gewählt, um zugleich das gegenseitige Verhältnis der bei verschiedenen Absenkungen sich ergebenden spezifischen Ergiebigkeiten übersichtlich festzustellen, zumal eine genauere Kenntnis hiervon noch nicht vorlag und darüber mit Äußerungen, daß kleine Absenkungen sich wie die Ergiebigkeiten verhalten, oder daß bei großen Mächtigkeiten der wasserführenden Schichten und entsprechend geringen Absenkungen ohne erheblichen Fehler das Ergiebigkeitsgesetz als ein geradliniges angesehen werden kann (s. oben), hinweggegangen worden war.

Unter Absehung von diesem Zwecke läßt sich k aus e_s unmittelbar und kürzer, ebenso wie oben aus e_1 herleiten. Diese Ermittelung von $\frac{k}{e_s}$ unter Ausschaltung von e_1 erfolgte gemäß einer Anregung des Herrn Geheimen Regierungsrates Professor J. Brix, Charlottenburg, dem für diese und eine weiter unten folgende Anregung hier ganz besonderer Dank ausgesprochen sei. Die der Formel (7) entsprechende Formel ergibt sich in gleicher Ableitung zu:

$$\frac{k}{e_s} = ln \frac{R_s}{r} \cdot \frac{1}{(2H - s) \,.\, \pi \,.\, 1000} \cdot \sqrt[4]{\frac{(H-s)^3}{8.(H-s-1)}} \quad \cdot \cdot \quad (17)$$

Auf dieser Formel, welche für $s = 1$ in Formel (7) übergeht, beruht die nachfolgende Zahlentafel, die zur Bestimmung von k in erster Linie zu empfehlen ist, da sie die Tafel S. 13 in sich einschließt und wegen Entbehrlichkeit zweier Annäherungen genauere Werte gibt, als die Tafel S. 20 und 21.

Werte von $\frac{k}{e_s}$

für verschiedene Werte von s, H und R_s (Formel 17).

Vor die Ziffern ist 0,000 zu setzen, z. B. 0,000 303 05.

H	R_s	$s = 0{,}1$	1	2	3	4	5	6	7	8
$H = 3$	12,5	30305	31772							
	25	34512	36185							
	50	38722	40598							
	100	42932	45011							
	200	47140	49423							
	400	51349	53836							
	800	55558	58248							
	1600	59767	62662							
	3200	63976	67074							
$H = 4$	12,5	25429	25866	26477						
	25	28960	29459	30154						
	50	32492	33051	33831						
	100	36024	36644	37509						
	200	39555	40236	41186						
	400	43087	43829	44863						
	800	46619	47421	48540						
	1600	50151	51014	52218						
	3200	53682	54606	55895						
$H = 7$	12,5	18563	18629	18612	18455	18106	17651			
	25	21141	21216	21196	21018	20621	20103			
	50	23720	23803	23781	23582	23135	22555			
	100	26298	26391	26367	26145	25650	25006			
	200	28876	28978	28951	28708	28165	27458			
	400	31454	31565	31536	31272	30680	29909			
	800	34032	34152	34121	33835	33194	32361			
	1600	36611	36740	36706	36398	35709	34812			
	3200	39189	39327	39291	38961	38224	37264			
$H = 10$	12,5	15339	15361	15347	15279	15136	14890	14501	13928	13239
	25	17469	17494	17478	17401	17238	16957	16515	15863	15077
	50	19599	19627	19610	19523	19340	19025	18529	17797	16916
	100	21730	21761	21741	21645	21442	21094	20543	19732	18755
	200	23860	23894	23872	23767	23544	23161	22557	21666	20593
	400	25991	26028	26004	25889	25646	25229	24571	23601	22432
	800	28121	28161	28135	28011	27748	27297	26584	25535	24270
	1600	30251	30294	30267	30133	29851	29365	28599	27470	26109
	3200	32381	32428	32398	32255	31953	31433	30612	29404	27948
$H = 20$	12,5	10698	10702	10698	10687	10666	10634	10589	10529	10451
	25	12184	12188	12184	12172	12148	12111	12060	11991	11902
	50	13670	13674	13670	13656	13629	13588	13531	13454	13354
	100	15156	15161	15156	15140	15111	15065	15002	14916	14805
	200	16642	16647	16642	16625	16592	16542	16472	16378	16257
	400	18128	18133	18128	18109	18073	18019	17943	17841	17708
	800	19613	19619	19613	19593	19555	19496	19414	19303	19159
	1600	21099	21106	21099	21078	21036	20973	20885	20766	20611
	3200	22585	22592	22585	22562	22518	22450	22355	22228	22062
$H = 30$	12,5	08696	08698	08696	08693	08685	08676	08662	08643	08620
	25	09904	09906	09904	09900	09892	09880	09864	09843	09817
	50	11112	11114	11112	11108	11098	11085	11067	11044	11015
	100	12320	12322	12320	12315	12304	12290	12271	12244	12212
	200	13528	13530	13528	13522	13511	13495	13473	13445	13409
	400	14736	14738	14736	14730	14717	14700	14676	14645	14606
	800	15943	15946	15943	15937	15923	15905	15879	15845	15803
	1600	17151	17154	17151	17144	17130	17110	17082	17046	17001
	3200	18359	18362	18359	18352	18336	18315	18285	18246	18198
$H = 40$	12,5	07515	07516	07515	07514	07510	07505	07499	07491	07481
	25	08559	08559	08559	08557	08553	08547	08541	08531	08520
	50	09603	09603	09603	09601	09596	09590	09582	09571	09559
	100	10646	10647	10646	10644	10639	10632	10624	10612	10598
	200	11690	11691	11690	11688	11682	11675	11665	11652	11637
	400	12734	12735	12734	12731	12725	12717	12707	12693	12676
	800	13778	13779	13778	13775	13768	13759	13748	13733	13714
	1600	14821	14822	14821	14818	14812	14802	14790	14773	14754
	3200	15865	15866	15865	15862	15855	15844	15831	15813	15792

Wird das Beispiel von S. 22 mit Hilfe der letzten Tafel durch Interpolation gelöst, so ergibt sich $k = 0{,}000\,273\,6$ gegenüber $k = 0{,}000\,272\,3$ auf S. 23.

Diese große Übereinstimmung besteht jedoch nicht durchweg. Immerhin erweisen beliebige, über die ganzen Tafeln verteilte Stichproben, daß die Abweichungen beider Tafeln im ungünstigen Falle nur wenige Prozente betragen. Wird hierbei beachtet, daß die Tafel S. 20 u. 21 einmal auf der Näherung, den Einwirkungsradius an Stelle aus gleichen $s = \triangle H$ aus gleichen sehr kleinen Spiegelgefällen herzuleiten, und ferner auf der Kürzung des Logarithmenbruches in Formel (14) beruht, und werden schließlich die mancherlei Fehlerquellen der Beobachtung im Gelände berücksichtigt, so scheint der Schluß berechtigt, daß die neue Näherungsformel (12)

$$\frac{Q_a}{Q_b} = \frac{R_a}{R_b}$$

praktisch gut verwendbar ist.

Hierauf kann eine anderweite Herleitung von k, die von der Beobachtung des Einwirkungsradius überhaupt unabhängig ist und auf die Herr Geheimer Regierungsrat Professor J. Brix gleichfalls aufmerksam machte, gestützt werden.

Sind zwei Beharrungszustände beobachtet und bei den Absenkungen a und b die Mengen Q_a und Q_b festgestellt, so folgt nach Formel (1) und (12) für einen vollkommenen Brunnen:

$$\frac{a\,.(2H-a)\,.\,\pi\,.\,k}{Q_a} = \ln\frac{R_a}{r} = \ln\frac{R_b}{r} + \ln\frac{Q_a}{Q_b},$$

$$\frac{b\,.(2H-b)\,.\,\pi\,.\,k}{Q_b} = \ln\frac{R_b}{r},$$

und hieraus durch Subtraktion:

$$k = \frac{\ln\dfrac{Q_a}{Q_b}}{\pi\cdot\left(\dfrac{a\,.(2H-a)}{Q_a} - \dfrac{b\,.(2H-b)}{Q_b}\right)} \quad \ldots\ldots \quad (18)$$

oder

$$k = 0{,}732\,95\cdot\frac{\log\dfrac{Q_a}{Q_b}}{\dfrac{a\,.(2H-a)}{Q_a} - \dfrac{b\,.(2H-b)}{Q_b}},$$

worin k unabhängig vom Einwirkungsradius und vom Brunnenradius ermittelt wird. Die Messung der Absenkungen a und b kann hier auch in einem benachbarten Bohrloche erfolgen, und die Formel wird für den unvollkommenen Brunnen verwendbar, sofern die Entfernung dieses Beobachtungsbohrloches vom Brunnen nicht kleiner ist, als etwa die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, da die verstärkte Absenkung des unvollkommenen Brunnens sich nur in dessen nächster Nähe zeigt.

Werden die Absenkungen an der Außenseite eines unvollkommenen Rohrbrunnens mit 2 m langem Filterkorbe, wie er für die obigen Zahlenberechnungen angenommen ist, gemessen, so folgt unter Anwendung von Formeln (8) und (12):

$$k = \frac{ln \dfrac{Q_a}{Q_b}}{\pi \cdot \left(\dfrac{a.(2H-a)}{Q_a} \cdot \sqrt[4]{\dfrac{8.(H-a-1)}{(H-a)^3}} - \dfrac{b.(2H-b)}{Q_b} \cdot \sqrt[4]{\dfrac{8.(H-b-1)}{(H-b)^3}} \right)} \qquad (19)$$

Beide Formeln scheinen sehr wertvoll für die gelegentliche Nachprüfung der durch die Zahlentafeln gefundenen Werte von k und der geschätzten Werte von R.

Gegenüber der neuen Formel (18) leidet die bisher bekannte Formel [1]) zur Herleitung von k aus zwei Beharrungszuständen:

$$k = \frac{Q_1 - Q_2}{\pi . (h_1^2 - h_2^2)} \cdot ln\, r,$$

worin h und r ihre allgemeine Bedeutung haben, an der Ungenauigkeit, daß in ihr die Integrationskonstante der DUPUITschen Formel für verschiedene Werte von Q irrtümlich als gleich vorausgesetzt und durch Subtraktion der für Q_1 sowie Q_2 angeschriebenen Gleichungen herausgefallen ist. Daß die Integrationskonstante aber von Q abhängig ist, hat Verfasser früher nachgewiesen. Vgl. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1916, Nr. 39, S. 494.

---

[1]) Diese Formel findet sich z. B. auch in WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte **1**, 420.

B. Artesisch gespanntes Grundwasser.

1. Das Verhältnis von k zu e_1.

Die der Formel (1) für artesisch gespanntes Wasser entsprechende DUPUITsche Formel [1]) lautet:

$$H - h = \frac{Q}{2 \, . \, \pi \, . \, T \, . \, k} \ln \frac{R}{r} \quad \ldots \ldots \quad (20)$$

Eine der FORCHHEIMERschen Formel (4) für artesisch gespanntes Grundwasser entsprechende Formel ist bisher nicht veröffentlicht. Auf eine Anfrage des Verfassers hatte Herr Hofrat Professor Dr. FORCHHEIMER, Graz, die Güte, für die ihm hier besonders gedankt sei, die neue Formel

$$\frac{H - \mathfrak{h}}{H - h} = \sqrt{\frac{T}{t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{T}{2\,T - t}} \quad \ldots \ldots \quad (21)$$

aufzustellen. Bei von ihm zur Bestätigung der Formel für angezeigt gehaltenen Versuchen hat der Verfasser so geringe Abweichungen gefunden, daß diese als innerhalb der Grenzen der Beobachtungsfehler liegend angenommen werden konnten. Ein anderes Ergebnis war auch bei der inneren Übereinstimmung der Ableitung der Formel mit der der Formel (4), welche durch die FORCHHEIMERschen Versuche erhärtet ist, nicht zu erwarten. Die Formel scheint daher für den vorliegenden Zweck wohl geeignet.

Wird in Formel (21)

$$\mathfrak{h} = H - 1 \quad \text{und} \quad t = 2$$

gesetzt, so ergibt sich:

$$h = H - \sqrt{\frac{2}{T}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2\,T - 2}{T}},$$

und wird dieser Wert von h in Formel (20) eingesetzt und hierbei Q_1 für Q und R_1 für R und ferner e_1 für $1000 \, . \, Q_1$ gesetzt, so folgt:

$$\frac{k}{e_1} = \frac{\ln \frac{R_1}{r}}{1000 \, . \, 2 \, . \, \pi \, . \sqrt[4]{8 \, . \, (T^2 - T)}} = \frac{\ln \frac{R_1}{r}}{10\,567 \, . \sqrt[4]{T^2 - T}} \quad \ldots \quad (22)$$

---

[1]) Auch für diese Formel gelten die zu Formel (1) mitgeteilten Bemerkungen und Fußnoten.

Auf dieser Formel beruht die umstehende Zahlentafel sowie das folgende Diagramm. Die geringste Mächtigkeit der wasserführenden Schicht wurde entsprechend 2 m Filterkorblänge mit 2 m, die größte wie oben mit 40 m, der Einwirkungsradius wurde wegen der größeren Fernwirkung artesischer Druckänderungen zwischen 100 m und 3200 m angenommen.

Das oben für freies Grundwasser über die senkrechten Abstände der Kurven, über die fehlende Konstanz des Verhältnisses $\frac{k}{e_1}$ und über dessen Verhalten zur Mächtigkeit der wasserführenden Schicht und zum Einwirkungsradius Gesagte gilt auch hier.

Ein Vergleich der Werte für $\frac{k}{e_1}$ für freies und artesisch gespanntes Wasser für gleiche Werte von R und H sowie T zeigt fast gänzliche Übereinstimmung; nur für geringe Mächtigkeiten sind die Werte für freies Grundwasser ein wenig höher. Diese Übereinstimmung ist um so bemerkenswerter, als die Werte auf den ganz verschiedenen Formeln (7) und (22) beruhen. Der entsprechende Vergleich für beliebige Absenkungen ergibt sich aus den Zahlentafeln zu Formeln (17) und (22). Auch hier folgt, zumal für praktisch übliche Absenkungen aus gleichen Werten für Q, s, R_s und H bzw. T, annähernd dasselbe k, mag man die Spiegel als frei oder artesisch auffassen.

Hieraus darf der Schluß gezogen werden, daß auch da, wo eine strenge Unterscheidung zwischen freiem und artesisch gespanntem Grundwasser nicht möglich ist, d. h. wo sich Übergangszustände vorfinden oder wo beim Pumpversuch das Wasser in der Nähe des Rohrbrunnens seine artesische Spannung verliert, indem es unter die undurchlässige Deckschicht gesenkt wird, die Zahlentafeln zu Formeln (7) und (22) sowie (17) praktisch brauchbare Werte liefern. Dies bietet für die Ausübung der Versuche eine sehr willkommene Erleichterung und Sicherheit.

Eine Beispielsrechnung würde der für freies Grundwasser entsprechen und erübrigt sich deshalb.

2. Das Verhältnis von e_1 zu e_s.

Aus dem Darcyschen Filtergesetze folgt ohne weiteres, daß für artesisch gespanntes Wasser die Ergiebigkeit der Brunnen

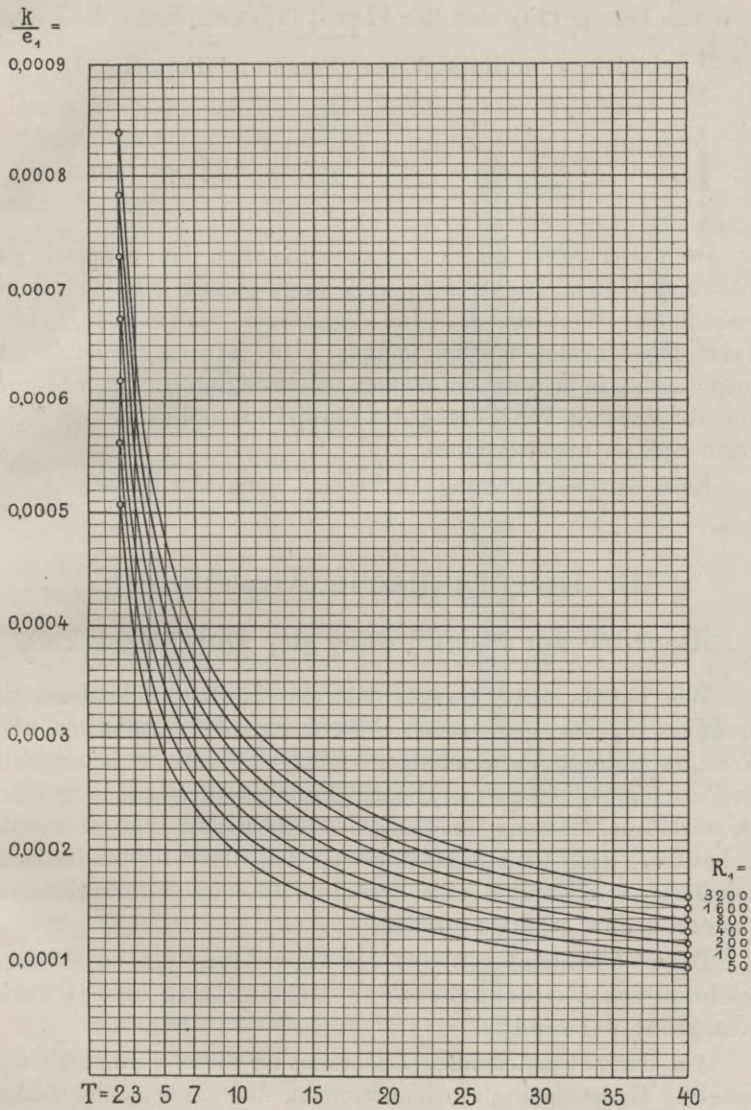
Werte von $\frac{k}{e_1}$ [1])

für verschiedene Werte von R_1 und T für artesisches Grundwasser (Formel 22).

$R_1 =$	50	100	200	400	800	1600	3200
$T =$ 2	0,000 507 5	0,000 562 6	0,000 617 8	0,000 673 0	0,000 728 1	0,000 783 3	0,000 838 4
= 3	0,000 385 6	0,000 427 5	0,000 469 4	0,000 511 3	0,000 553 2	0,000 595 2	0,000 637 1
= 5	0,000 285 4	0,000 316 4	0,000 347 4	0,000 378 4	0,000 409 4	0,000 440 5	0,000 471 5
= 7	0,000 237 1	0,000 262 8	0,000 288 6	0,000 314 4	0,000 340 1	0,000 365 9	0,000 391 7
= 10	0,000 195 9	0,000 217 2	0,000 238 5	0,000 259 8	0,000 281 1	0,000 302 4	0,000 323 7
= 15	0,000 158 5	0,000 175 8	0,000 193 0	0,000 210 2	0,000 227 5	0,000 244 7	0,000 261 9
= 20	0,000 136 7	0,000 151 5	0,000 166 4	0,000 181 3	0,000 196 1	0,000 211 0	0,000 225 8
= 25	0,000 121 9	0,000 135 2	0,000 148 4	0,000 161 7	0,000 175 0	0,000 188 2	0,000 201 5
= 30	0,000 111 1	0,000 123 2	0,000 135 3	0,000 147 4	0,000 159 4	0,000 171 5	0,000 183 6
= 35	0,000 102 7	0,000 113 9	0,000 125 1	0,000 136 3	0,000 147 4	0,000 158 6	0,000 169 8
= 40	0,000 096 0	0,000 106 5	0,000 116 9	0,000 127 3	0,000 137 8	0,000 148 2	0,000 158 7

[1]) Da hier $e_1 = e_s$, gelten die Werte auch für $\frac{k}{e_s}$.

Werte von $\frac{k}{e_1}$
für verschiedene Werte von T und R_1 für artesisches Grundwasser (Formel 22).



Da hier $e_1 = e_s$, gelten die Werte auch für $\frac{k}{e_s}$.

der Senkung proportional, d. h. $e_1 = e_s$ ist, deshalb ist Formel (22) auch für $\frac{k}{e_s}$ zu verwenden.

Wird in der Formel (21) $\mathfrak{h} = H - s$, $t = 2$ gesetzt und danach aus Formel (20) eine der Formel (22) entsprechende Formel für $\frac{k}{e_s}$ gebildet, so ergibt sich aus dieser und Formel (22):

$$\frac{e_1}{e_s} = \frac{ln \frac{R_s}{r}}{ln \frac{R_1}{r}}.$$

Da dieser Wert gleich 1 sein soll, kann bei artesisch gespanntem Wasser R_1 stets so groß angenommen werden als ein beobachteter Wert von R_s. Im allgemeinen werden für R_1 hohe Werte angenommen werden können. Die manometrische Druckfortpflanzung in artesischem Wasser auf weite Entfernungen bedingt eine abweichende Behandlung des Einwirkungsradius von der beim freien Spiegel angewendeten.

Eine Beispielsrechnung dürfte sich auch hier erübrigen.

III. Die praktische Anwendung.

Filterkorb zur Bestimmung der Durchlässigkeit.

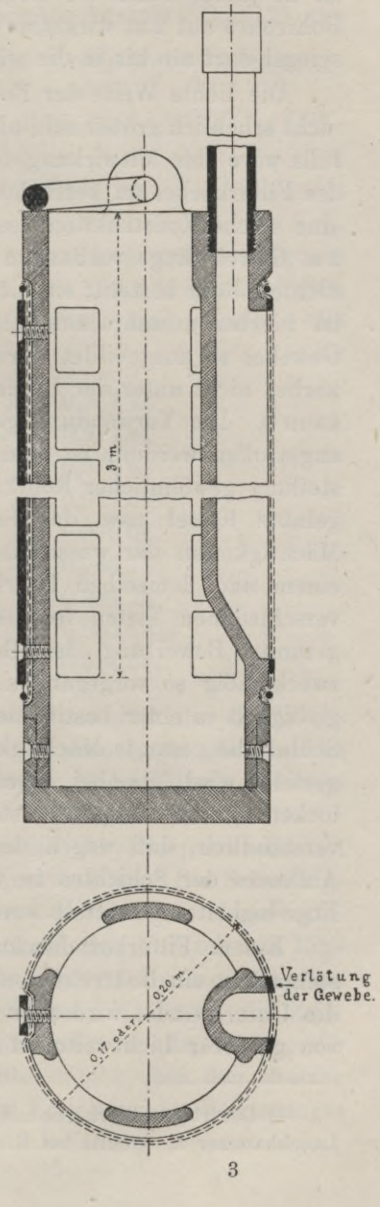
Wie bereits oben gesagt, darf der Eintrittswiderstand des Brunnens in der gemessenen Absenkung nicht enthalten sein. Wenn auch durch Verwendung geeigneter Gewebe in jedem Falle die Vermeidung eines merklichen Eintrittswiderstandes möglich ist, so daß die Messung innerhalb des Filterkorbes erfolgen könnte, so bestünde doch über das Fehlen des Eintrittswiderstandes keine Gewißheit, auch müßte eine größere Zahl von Filterkörben zur Auswahl bereit gehalten werden.

Dieser Übelstand wird bei der Verwendung des nachstehend beschriebenen Filterkorbes zur Bestimmung der Durchlässigkeit vermieden.

Auf der nebenstehenden Zeichnung ist dieser Filterkorb dargestellt. Er ist dadurch gekennzeichnet, daß ein schmaler Längsstreifen des zylindrischen Mantelgewebes das Wasser nicht in das

Brunneninnere treten läßt, sondern daß auf diesem Längsstreifen das äußere Wasser nur in einen abgetrennten rohrartigen Hohlraum tritt, der, allseitig abgeschlossen, nur am oberen Ende des Filterkorbes in einem Gewinde für Anschluß eines Beobachtungsrohres, d. i. eines etwa 20 mm weiten Gasrohres, endet. Beim Einsenken des Filterkorbes werden nach Bedarf solche Gasrohre dicht aufgeschraubt; in diesen stellt sich der an der Außenseite des Brunnenfilters herrschende Wasserstand ein und kann dort mit Hilfe eines schmalen Stahlbandmaßes, an dessen Ende sich ein mit Kreide zu bestreichender eiserner Meßstab befindet, in der bekannten Weise gemessen werden. Daß durch diese Einrichtung ein Teil des Filterumfanges wirkungslos und der Eintrittswiderstand erhöht wird, ist von äußerst geringem zu vernachlässigendem Einfluß, da der in die Rechnung eingestellte Filterkorbhalbmesser unverändert bleibt. Als Filtergewebe wird zweckmäßig ein feines Tressengewebe verwendet, dessen größerer Eintrittswiderstand nicht in Betracht kommt, und das sowohl für feine als grobe Schichten verwendbar ist; innerhalb des Tressengewebes ist zu der Unterstützung von dessen Tragfähigkeit ein großmaschiges, quadratisches Gewebe erforderlich. Die Maschen der Gewebe beiderseits des Beobachtungsstreifens sind dicht zu verlöten, so daß auch

Filterkorb
zur Bestimmung der Durchlässigkeit wasserführender Bodenschichten.



innerhalb des Filtergewebes eine Kommunikation zwischen dem Beobachtungsrohre und dem Brunneninneren nicht stattfindet. Der etwa 3 m lange Filterkorb von 0,17 m äußerem Durchmesser ist in jedem Falle vor Beginn des Versuches durch Ziehen der Bohrrohre auf 2 m wirksame Filterlänge freizulegen. Der Wasserspiegel darf nie bis in die wirksame Filterfläche abgesenkt werden.

Die lichte Weite der Bohrrohre soll etwa um 2 cm, jedenfalls nicht erheblich größer sein als der Filterkorbdurchmesser, anderenfalls wäre eine Mitwirkung des obersten, nicht freigelegten Meters des Filterkorbes zu befürchten. Aus diesem Grunde scheint auch eine solche Konstruktion des Filterkorbes vorteilhaft, bei der nur 2 m Gewebelänge vorhanden ist, während der oberste Meter aus dichtem Rohr besteht; ein nicht erwünschter Nebenweg des Wassers ist hierbei unwahrscheinlicher; doch muß die obere Kante des Gewebes so ausgebildet werden, daß sie beim Ziehen des Filterkorbes nicht unter der Unterkante des Bohrrohres hängen bleiben kann [1]). Die Verwendung gezahnter Bohrkränze, die öfters noch angetroffen werden, ist auszuschließen, da solche, auch bei Herstellung gewöhnlicher Rohrbrunnen, beim Ziehen durch zwischengefaßte Kiesel usw. das Filtergewebe verletzen. Bei größeren Mächtigkeiten der wasserführenden Schicht empfiehlt es sich, in einem und demselben Bohrloche die spezifische Ergiebigkeit in verschiedenen Tiefen festzustellen und einen Mittelwert für die gesamte Bewertung des Bohrloches zu bilden. Hierbei wird zweckmäßig so vorgegangen, daß erst nach Feststellung der Ergiebigkeit in einer bestimmten Tiefe weiter gebohrt und erst zum Schluß die gesamte Mächtigkeit der wasserführenden Schicht festgestellt wird, da bei einem rückwärtigen Verfahren die Auflockerung der Schichten störend wirken kann. Es ist selbstverständlich, daß wegen des von Natur nie ganz gleichmäßigen Aufbaues der Schichten in verschiedenen Tiefen nie ganz gleiche Ergiebigkeiten ermittelt werden können.

Einem Filterkorbdurchmesser von 17 cm würde nach vorstehendem ein Bohrrohr von 19 cm Weite entsprechen, die Natur des Untergrundes wird aber oft die Verwendung eines Bohrrohres von größerer Lichtweite erforderlich machen, dann ist auch ein

[1]) Derartige Filterkörbe mit 20 cm Durchmesser sind bei dem Eisenwerk Lauchhammer in Gröditz bei Riesa erhältlich.

Filterkorb von größerem Durchmesser zur Ermittelung der spezifischen Ergiebigkeit zu empfehlen.

Ist d der Durchmesser des beliebig weiten Filterkorbes, so werden die Werte von $\frac{k}{e_1}$ und $\frac{k}{e_s}$ gemäß Formeln (7), (17) und (22) aus den zugehörigen Zahlentafeln durch Multiplikation mit dem Faktor

$$\frac{\log R_s - \log \frac{d}{2}}{\log R_s - \log 0{,}085}$$

gefunden.

Für einen 20 cm weiten Filterkorb, dem zweckmäßig ein Bohrrohr von 22 cm Weite entspricht, das für alle gewöhnlichen Fälle genügend und empfehlenswert scheint, sind demnach die obigen Tafelwerte zu multiplizieren,

wenn	$R_s =$	12,5 m	mit	0,967 44
„	$R_s =$	25	„	„	0,971 41
„	$R_s =$	50	„	„	0,974 52
„	$R_s =$	100	„	„	0,977 01
„	$R_s =$	200	„	„	0,979 07
„	$R_s =$	400	„	„	0,980 78
„	$R_s =$	800	„	„	0,982 24
„	$R_s =$	1600	„	„	0,983 49
„	$R_s =$	3200	„	„	0,984 58.

Für 20 cm Durchmesser des Filterkorbes sind also die Werte für k um rund 2 bis 3 Proz. niedriger anzunehmen als die aus den Zahlentafeln folgenden Werte, die für 17 cm Filterkorbdurchmesser gelten.

Die vielfach noch übliche Vornahme der Pumpversuche mit Handbetrieb muß als veraltet bezeichnet werden. Die Schwierigkeit, hierfür geeignete und vor allem zuverlässige Gelegenheitsarbeiter zu gewinnen, zwingt in der Regel, den Versuch vor Eintritt der Nacht abzubrechen und den Eintritt des angenäherten Beharrungszustandes anzunehmen. Während A. Thiem die Zeitdauer des Abpumpens mit 10 bis 12 Stunden angibt, waren, wie E. Götze im unten genannten Berichte angibt, bei den Bremer Versuchen in der Regel drei Tage zur Erzielung des Beharrungszustandes erforderlich.

Wesentlich vorteilhafter und im Betriebe billiger als Handpumpenbetrieb erscheint das Abpumpen mittels einer besonders für diesen Zweck einheitlich zusammengestellten fahrbaren maschinellen Einrichtung, zu der eine kleine Zentrifugalpumpe mit Saugrohren, ein dazu passender Verbrennungsmotor, verschiedene Registriereinrichtungen und Meßgeräte, sowie der oben beschriebene Filterkorb mit Gasrohren gehören [1]).

IV. Zusammenfassung der Ergebnisse.

Wie nach der durch viele Tatsachen erwiesenen unbestreitbaren Bewährung der spezifischen Ergiebigkeit, selbst in ihrer alten mit Mängeln behafteten Handhabung, nicht anders zu erwarten war, ergibt sich aus dem Vorstehenden, vorbehaltlich der in Abschnitt V enthaltenen Darlegungen, daß in der Methode der spezifischen Ergiebigkeit ein brauchbarer Kern enthalten ist, und daß sich auf ihr eine neue Methode aufbauen läßt, die insbesondere bei Benutzung der mitgeteilten Diagramme oder Zahlentafeln unter Vermeidung der früheren Mängel von erheblichem praktischen Werte ist.

Ferner scheint die große Spezialerfahrung und Kenntnis zahlreicher Untersuchungsfelder, bei deren Fehlen die Anwendung der A. Thiemschen spezifischen Ergiebigkeit gewissermaßen ein Geheimnis des „praktisch geschulten Hydrologen“ blieb, und welche die Vorbedingung für ihre erfolgreiche Handhabung war, wobei es, wie jetzt ersichtlich ist, besonders auf die Berücksichtigung des großen Einflusses der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht ankam, bei der neuen Methode wohl nicht mehr in dem früheren Maße erforderlich.

In den angeführten Zahlenbeispielen hat sich gezeigt, daß die Unsicherheit in der Schätzung des Einwirkungsradius einen Spielraum in den Werten von k läßt. Werden aber die Unsicherheiten und Fehlerquellen, welche auch bei anderen Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit an Ort und Stelle vorhanden sind, in Betracht gezogen, von Laboratoriumsversuchen an Bohrproben ganz zu schweigen, so wird der Methode die Berechtigung

---

[1]) Vgl. Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte **1**, 504.

und besonders der Vorzug der Einfachheit nicht abgesprochen werden können. Der Spielraum, der für den Wert von k bleibt, ist nicht so groß, daß er eine erhebliche Abweichung in der Beurteilung eines Untersuchungsfeldes verursachen könnte. Die Unsicherheit in der Schätzung des Einwirkungsradius wird durch dessen verhältnismäßig geringen Einfluß auf den Wert von k ausgeglichen [1]).

Als die bisher relativ genaueste Methode zur Ermittelung der Durchlässigkeit ist wohl die von A. THIEM und G. THIEM erstmalig 1902 für die Vorarbeiten zur Wasserversorgung von Prag angewendete anzusehen. Vgl. G. THIEM, Hydrologische Methoden, Gebhardts Verlag, Leipzig 1906. Dieselbe Methode wurde auch von A. THIEM 1905 für Leipzig [2]) und von E. GÖTZE anscheinend unter THIEMschem Einfluß für Bremen angewendet. Vgl. E. GÖTZE, Bericht über die Hydrologische Untersuchung des im Süden von Bremen gelegenen Gebietes, als Handschrift 1905 gedruckt. Der innere Zusammenhang dieser Methode mit der hier erörterten der spezifischen Ergiebigkeit möge klargestellt werden.

Diese letzte THIEMsche Methode beruht ebenfalls auf den Formeln (1) und (20); jedoch sind bei ihr r und R die Entfernungen zweier in derselben radialen Richtung von der Brunnenachse aus angeordneter Beobachtungsbohrlöcher und h sowie H die in diesen gemessenen verbleibenden Grundwasserstände über der undurchlässigen Sohle. Die Gleichungen enthalten dann nur noch die eine Unbekannte k, die ziffernmäßig berechnet werden kann. In der vorliegenden neuen Methode wird von den beiden zur genauen Auswertung der Formeln (1) und (20) erforderlichen Beobachtungen der Grundwasserstände in zwei verschiedenen Entfernungen nur der eine unmittelbar gemessen, nämlich h in der Entfernung des Filterkorbhalbmessers, während für den anderen, nämlich den unverminderten oder nur um eine zu vernachlässigende minimale Länge verminderten natürlichen Grundwasserstand H, die zugehörige Entfernung R als der Einwirkungsradius geschätzt wird. Dieses Verfahren stellt sich somit als eine Annäherung an die letzte THIEMsche Methode dar.

---

[1]) Vgl. WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte **1**, 421. — [2]) Ebend. **1**, 497.

Daß dieser theoretisch der Vorzug der größeren Genauigkeit gebührt, ist ohne weiteres klar. Praktisch allerdings ist dies nur zutreffend, wenn ganz ungestörte Schichten vorliegen. Die Quellen der möglichen Täuschungen sind nicht leicht ganz auszuschließen: Nicht immer oder richtiger kaum jemals werden zwei Bohrungen für die Feststellung ausreichen, ob die beobachteten Grundwasserspiegel wirklich einem ganz ungestörten Wasserhorizont angehören, auch wird nicht immer, selbst wenn der Bohrbefund gegen artesisches Wasser spricht, zutreffen, daß ganz freie Spiegel vorliegen, und umgekehrt, wovon aber die Frage abhängt, ob die Formel (1) oder (20) anzuwenden ist. Laufen aber in der einen oder anderen Hinsicht Irrtümer unter, dann kann die Methode trotz ihrer theoretischen Schönheit zu schweren Täuschungen führen [1]), und dann kann selbst die alte, immerhin bewährte Methode der spezifischen Ergiebigkeit vor ihr den Vorzug verdienen. Daß Schichtstörungen in beiden vorbezeichneten Richtungen bei der hier vorliegenden neuen Methode weniger ins Gewicht fallen, ist weiter oben gezeigt worden.

Die neue THIEMsche Methode ist teurer und umständlicher, weil sie stets zwei besondere Hilfsbohrlöcher und eine in jedem Falle zu wiederholende besondere Berechnung erfordert. Dagegen besitzt die vorliegende Methode den Vorzug der leichteren Handhabung, die auch theoretisch weniger gebildeten Hilfskräften oft überlassen bleiben kann, den der Billigkeit, da meist nur ein Bohrloch genügen wird oder vorhandene Bohrlöcher einbezogen werden können, sowie den Vorzug der einfacheren Berechnung unter Benutzung von Zahlentafeln oder Diagrammen. Wenn man aber auch annimmt, daß die THIEMsche Methode genauere Werte ergibt, so können doch mit der vorliegenden neuen Methode bei gleichem Kostenaufwande zahlreichere Stellen untersucht werden, und da die Durchlässigkeit von Ort zu Ort stark wechseln kann, so ist die Möglichkeit nicht abzuweisen, daß die neue Methode im ganzen genauere Durchschnittswerte ergibt.

Eine Quelle der Ungenauigkeit bei der neuen Methode scheint in der geringen Größe der Filterkorbhalbmesser zu liegen; sicherlich läßt sich ein größeres r mit größerer Genauigkeit feststellen. Der Verfasser hat jedoch an einem monatelang und sehr genau durch-

---

[1]) Vgl. auch WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte 1, 503.

geführten Versuche an einem artesischen Einzelrohrbrunnen in Nieder-Salzbrunn die Beobachtung gemacht, daß die Absenkungen in zwei in radialer Richtung befindlichen Beobachtungsbohrungen denselben Wert von k ergaben, der aus der Absenkung am Rohrbrunnen und aus dessen Filterkorbhalbmesser mit Hilfe je eines der beiden Beobachtungsbohrlöcher ermittelt wurde. Er durfte hieraus den Schluß ziehen, daß die geringe Größe des Filterkorbhalbmessers keine erhebliche Fehlerquelle einschließt.

A. THIEM nannte allerdings den Wert k nicht die Durchlässigkeit, sondern die Einheitsergiebigkeit und bezeichnete sie mit ε. Hierin sind ihm G. THIEM und E. GÖTZE in den oben erwähnten Abhandlungen gefolgt.

G. THIEM stellte a. a. O. der bekannten Formel

$$Q = k.i.F$$

die Formel

$$Q = \varepsilon.i.f$$

gegenüber.

In der ersten ist k eine Geschwindigkeit, vgl. die obige Tafel der Bezeichnungen, i ein Zahlenverhältnis und F eine Fläche. Mithin ist Q eine Ergiebigkeit von der Dimension $m^3.s^{-1}$. Als Ergiebigkeit von derselben Dimension spricht THIEM den Wert von ε an. Damit dies möglich wird, darf f keine Fläche bleiben, sondern muß ebenfalls ein Zahlenverhältnis werden, und stellt nach THIEM das Verhältnis der Fläche F zu einer Fläche vom Werte 1 dar. Dem inneren Wesen und den Zahlenwerten nach besteht zwischen beiden Formeln völlige Übereinstimmung.

Wo es auf eine sehr genaue Ermittelung der Durchlässigkeit, z. B. bei wissenschaftlichen Untersuchungen besonderer Art unter der Voraussetzung völliger Klarheit über den Aufbau der Schichten, ankommt, scheint die neuere THIEMsche Methode von ganz besonderem Werte. Dagegen dürfte die vorbeschriebene Methode für alle Fälle der technisch-hydrologischen Untersuchungen ausreichend sein. Sie wird immer einen sicheren Anhalt für die vorläufige Bewertung eines Untersuchungsfeldes und für die Wahl der günstigsten Lage einer Wasserfassung bieten, deren endgültige Gesamtergiebigkeit in der Regel durch einen Dauerpumpversuch größeren Maßstabes festzustellen bleibt. Einen solchen wird auch eine genauere Berechnung von k aus mehrfachen Gründen in den meisten Fällen nicht entbehrlich machen.

Es sei noch die Möglichkeit erörtert, daß die wasserführende Schicht durch schwache, weniger durchlässige oder undurchlässige Einlagerungen, die beim Bohrvorgange übersehen werden, stellenweise und ganz oder zum Teil unterbrochen sein kann. In diesem Falle wird mit der ganzen Mächtigkeit eine größere in Rechnung gestellt und sowohl für freies als artesisch gespanntes Grundwasser k kleiner erhalten, als der Wirklichkeit entspricht. Hierin liegt eine Sicherheit, sofern es sich um Voruntersuchungen für Wassergewinnung handelt; für die selteneren Fälle der Vorbereitung einer Grundwasserhaltung empfiehlt es sich, bei Vermutung störender Einlagerungen einen erhöhten Wert von k anzunehmen. Das gleiche gilt auch, wenn die zu untersuchende Stelle in der Nähe auskeilender Schichten oder in der Nähe des Randes eines Grundwasserträgers liegt; auch hier wird k kleiner als sein wahrer Wert erhalten. Diesem Umstande kann man durch Annahme einer dem Auskeilen der Schichten entsprechenden geringeren durchschnittlichen Mächtigkeit der wasserführenden Schicht entgegenwirken. Nimmt jedoch die Mächtigkeit auf der einen Seite des Bohrloches ebensoviel zu, als sie auf der anderen Seite abnimmt, so gleicht sich die Einwirkung ungefähr aus, und die im Bohrloch gefundene Mächtigkeit kann in die Rechnung gestellt werden. In dem allerdings mehr als Grenzbeispiel geeigneten als wahrscheinlichen Falle, daß das Bohrloch hart am Rande einer Terrasse oder Verwerfung in übrigens gleichmäßig starken Schichten stünde, und daß deshalb die eine Hälfte der Umgebung desselben ganz undurchlässig wäre, müßte der gefundene Wert von k verdoppelt werden. Es kann nur der Beurteilung einzelner Fälle überlassen bleiben, inwieweit bei besonderen Verhältnissen der Wert von k zu erhöhen ist. Die gleichen Erwägungen gelten aber auch bei anderen Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit.

V. Erörterung der Gültigkeit der vorausgesetzten Grundformeln.

Die Entwickelungen der vorausgegangenen Abschnitte beruhen auf dem DARCYschen Widerstandsgesetze $v = k . J$, welches die Grundlage der angewendeten DUPUITschen Formeln (1) und (20) ist.

Diese Formeln sind neuerdings von SMREKER[1]) für unzutreffend und die Anwendung des DARCYschen Gesetzes auf Grundwasser für eine Irrlehre erklärt worden. Es scheint deshalb erforderlich, auf die SMREKERschen Einwände, soweit sie die hier dargestellte neue Methode betreffen können, des näheren einzugehen.

Verfasser hat bereits nachgewiesen[2]), daß SMREKER zu der Auffassung der Unverwendbarkeit der DUPUITschen Formeln durch eine nicht richtige Bestimmung der Integrationskonstante gelangte, daß die von SMREKER an Stelle der DUPUITschen Formeln aufgestellten Gleichungen der Absenkungskurven sowohl wegen einer unzulässigen Substitution in den Differentialgleichungen, als auch wegen einer falschen Bedingung zur Bestimmung der Integrationskonstanten unzutreffend sind, und hat seinerseits neue Formeln allgemeiner Art aufgestellt, von denen die DUPUITschen die für das DARCYsche Gesetz geltenden Sonderfälle darstellen. Aus der erwähnten Abhandlung des Verfassers sei folgendes kurz wiederholt.

Die mit dem SMREKERschen Widerstandsgesetze von der Form

$$J = a \, . \, v^2 + b \, . \, v^{\frac{3}{2}}$$

aufgestellten Differentialgleichungen sind wegen der Ungleichheit der Exponenten nicht integrabel. Um dies zu beheben, macht SMREKER eine „Substitution“, die aber keine solche im Sinne der Integralrechnung, d. h. ein mathematisch präziser Vorgang ist, sondern eine Operation darstellt, die kaum noch als eine Annäherung bezeichnet werden darf. Deshalb scheint es richtiger, von der von SMREKER angegebenen Näherungsformel seines Widerstandsgesetzes auszugehen, welche lautet:

$$J = c \, . \, v^{\frac{3}{2}},$$

und deren Näherungsgrad sich übersehen läßt.

Nun ist aber von vornherein ebensowenig anzunehmen, daß der Exponent immer $= \frac{3}{2}$ (SMREKER) ist, wie daß er immer $= 1$

---

[1]) O. SMREKER, Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung, Leipzig 1914; Das Widerstandsgesetz bei der Bewegung des Grundwassers, Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1915, Nr. 32 bis 35. — [2]) R. LUMMERT, Neue Formeln für die Absenkung des Grundwassers durch Brunnen und Sammelgalerien, Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1916, Nr. 6, S. 88 und Nr. 39, S. 493.

(DARCY) ist. Deshalb setzte Verfasser den Exponenten $= m$ und stellte (a. a. O.) die den Formeln (1) und (20) entsprechenden neuen Gleichungen der Absenkungskurven auf:

für freies Grundwasser

$$H^{m+1} - h^{m+1} = \left(\frac{Q}{2\pi k_m}\right)^m \cdot (m+1) \cdot \frac{r^{1-m} - R^{1-m}}{m-1} \qquad (23)$$

für artesisches Grundwasser

$$H - h = \left(\frac{Q}{2\pi k_m T}\right)^m \cdot \frac{r^{1-m} - R^{1-m}}{m-1} \quad \ldots \quad (24)$$

worin k_m die Durchlässigkeit im Sinne des DARCYschen Gesetzes gemäß der Formel

$$v = k_m \,.\, J^{\frac{1}{m}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (25)$$

bedeutet.

Für $m = 1$ gehen die Formeln (23) und (24) in die Formeln (1) und (20) und Formel (25) in das DARCYsche Gesetz über, indem der unbestimmte Wert des Bruches $\frac{r^{1-m} - R^{1-m}}{m-1}$ $= \frac{0}{0}$ nach bekannter Rechnungsart $= ln\,\frac{R}{r}$ ermittelt wird[1]).

In gleicher Weise, wie oben aus den Formeln (1) und (20) die Durchlässigkeit durch Ermittelung des Verhältnisses $k : e_1$ für den Exponenten $m = 1$ berechnet wurde, müßte dies nun für Exponenten, die zwischen 1 und 1,5 $\left(\text{d. h. } \frac{3}{2} \text{ nach SMREKER}\right)$ liegen, nach den Formeln (23) und (24) erfolgen. Hierzu müßten diese mit den FORCHHEIMERschen Formeln (4) und (21) verschmolzen werden. Während diese Verschmelzung für $m = 1$ sich ganz zwanglos ergab, stößt sie für gebrochene Werte von m und für freies Grundwasser auf schwer zu überwindende arithmetische Schwierigkeiten.

---

[1]) Nachträglich ist dem Verfasser bekannt geworden, daß die Formel (23) schon von FORCHHEIMER aufgestellt war. Vgl. Zeitschr. d. Vereins deutsch. Ingenieure 1901, S. 1787/88. Allerdings ist dort der Übergang für $m = 1$ in die DUPUITsche Formel nicht erwähnt.

Für artesisches Wasser ergibt sich die der Formel (22) entsprechende Formel zu

$$\frac{k_m}{e_1} = \frac{\sqrt[m]{\frac{r^{1-m} - R_1^{1-m}}{m-1}}}{1000 \,.\, 2 \,.\, \pi \,.\, \sqrt[4m]{8 \,.\, (T-1) \,.\, T^{4m-3}}} \quad \ldots \quad (26)$$

Für $m = 1$ geht diese Formel in Formel (22) über.

Es ist nun zwar bestimmt zu vermuten, daß, ebenso wie für $m = 1$ die Werte von $\frac{k}{e_1}$ (s. Abschnitt II, S. 29) für freies und artesisch gespanntes Wasser für gleiche Werte von R_1 und H sowie T fast gänzlich übereinstimmen, auch für andere Werte von m diese Übereinstimmung besteht, und diese könnte durch eine Anzahl einzelner Berechnungen bestätigt werden. Man würde so die für freies Grundwasser auftretenden arithmetischen Hindernisse umgehen und Formel (26) näherungsweise auch für freies Grundwasser verwenden können. Dieses Verfahren wäre aber doch mehr praktisch als wissenschaftlich und würde dennoch nicht zum Ziele führen. Denn solange auch m unbekannt ist, könnten keine Werte für k errechnet werden. Die in dem letzten Umstande liegende Schwierigkeit ist aber nur eine scheinbare, da, wie weiter unten noch gezeigt werden soll, überwiegende Gründe dafür sprechen, daß m unter gewöhnlichen Verhältnissen meist nahezu gleich 1 ist.

Zunächst möge aber an Beispielen untersucht werden, welchen Einfluß die Größe von m unter sonst gleichen Umständen auf die Ergiebigkeit von vollkommenen Brunnen überhaupt hat. Zu diesem Zwecke werden die Formeln (23) und (24) auf nachstehende Formen gebracht:

für freies Grundwasser

$$Q = 2\pi k_m \sqrt[m]{\frac{m-1}{m+1}} \cdot \sqrt[m]{\frac{H^{m+1} - h^{m+1}}{r^{1-m} - R^{1-m}}} \quad \ldots \quad (27)$$

für artesisches Grundwasser

$$Q = 2\pi k_m T \,.\, \sqrt[m]{m-1} \,.\, \sqrt[m]{\frac{H-h}{r^{1-m} - R^{1-m}}} \quad \ldots \quad (28)$$

und mit den DUPUITschen Formeln:

für freies Grundwasser

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{ln \frac{R}{r}},$$

für artesisches Grundwasser

$$Q = \frac{2 \pi k T . (H - h)}{ln \frac{R}{r}}$$

in der Weise verglichen, daß die Mengen Q für bestimmte Werte von H, h, T, R und r sowie m ermittelt werden.

Hierzu ist zunächst noch eine Klarstellung über den Durchlässigkeitswert k erforderlich. Er wird bei hydrologischen Arbeiten nur aus kleinen Gefällen ermittelt, und es ist fraglich, ob die lineare Proportionalität bis zum Gefälle 1 : 1, d. h. bis zu einer Grundwasserspiegelneigung von 45°, die in Wirklichkeit kaum vorkommt, besteht; deshalb wurde auch k im II. Abschnitt als die fingierte Filtergeschwindigkeit für dieses Gefälle bezeichnet; es soll hier von einem Gefälle von 5 Proz. ausgegangen werden.

Ist nun λ die wirkliche Filtergeschwindigkeit für ein Gefälle von 5 Proz., so ist nach Darcy $k = 20 \lambda$ zu setzen, dagegen ist für beliebige Exponenten m:

$$v = \frac{\lambda}{(0{,}05)^{1/m}} \cdot J^{1/m},$$

also

$$k_m = \frac{\lambda}{(0{,}05)^{1/m}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

oder

$$k_m = \frac{v}{(0{,}01)^{1/m}},$$

wenn v der λ entsprechende Wert für 1 Proz. Gefälle ist.

Hieraus folgt:

für $m = 1{,}0$ ist $k_m = 20{,}000 \lambda$
„ $m = 1{,}1$ „ $k_m = 15{,}232 \lambda$
„ $m = 1{,}2$ „ $k_m = 12{,}139 \lambda$
„ $m = 1{,}3$ „ $k_m = 10{,}018 \lambda$
„ $m = 1{,}4$ „ $k_m = 8{,}498 \lambda$
„ $m = 1{,}5$ „ $k_m = 7{,}368 \lambda$.

Ferner ist, zur Auswertung der Formeln (27) und (28):

$$\text{für } m = 1{,}0 \quad \sqrt[m]{\frac{m-1}{m+1}} = 0{,}000\,00 \quad \text{und} \quad \sqrt[m]{m-1} = 0{,}000\,00$$
$$„\ m = 1{,}1 \quad „ \quad = 0{,}062\,80 \quad „ \quad „ \quad = 0{,}123\,29$$
$$„\ m = 1{,}2 \quad „ \quad = 0{,}135\,58 \quad „ \quad „ \quad = 0{,}261\,54$$
$$„\ m = 1{,}3 \quad „ \quad = 0{,}208\,71 \quad „ \quad „ \quad = 0{,}396\,09$$
$$„\ m = 1{,}4 \quad „ \quad = 0{,}278\,09 \quad „ \quad „ \quad = 0{,}519\,71$$
$$„\ m = 1{,}5 \quad „ \quad = 0{,}341\,99 \quad „ \quad „ \quad = 0{,}629\,96.$$

Es ergibt sich nach Formel (27) für freies Grundwasser und für $H = 10$, $r = 0{,}085$, $R = 100$:

	für $h = 1$	für $h = 5$	für $h = 9$
für $m = 1{,}0$	$Q = 879{,}79\,\lambda$	$Q = 666{,}50\,\lambda$	$Q = 168{,}85\,\lambda$
1,1	717,37	567,57	166,15
1,2	586,11	480,23	158,50
1,3	480,48	405,07	147,97
1,4	396,06	341,85	136,17
1,5	328,83	289,47	124,28

Für artesisches Grundwasser folgt nach Formel (28) und für $T = 10$, $r = 0{,}085$, $R = 100$:

	für $H - h = 9$	für $H - h = 5$	für $H - h = 1$
für $m = 1{,}0$	$Q = 1599{,}62\,\lambda$	$Q = 888{,}68\,\lambda$	$Q = 177{,}74\,\lambda$
1,1	1289,01	755,45	174,89
1,2	1041,09	637,92	166,83
1,3	844,12	537,08	155,73
1,4	688,47	452,42	143,31
1,5	565,86	382,41	130,78

Die vorstehenden beispielsweisen Zahlenwerte von Q zeigen, daß der Einfluß der m-Werte auf Q für kleine Absenkungen nicht unerheblich, für größere dagegen recht bedeutend ist. Mit wachsendem m nimmt Q ab. Bei diesem Zahlenvergleiche ist aber zu beachten, daß es ebenso willkürlich ist, k_m, d. i. die wirkliche Filtergeschwindigkeit für 100 Proz. Gefälle, als λ, d. i. dieselbe für 5 Proz. Gefälle als bekannt vorauszusetzen; man könnte z. B. auch von der wirklichen Filtergeschwindigkeit v, die für 1 Proz. Gefälle ermittelt wird, ausgehen. Würde Q als Vielfaches von k_m ermittelt, so wäre eine andere, sogar zum Teil steigende Bewegung der obigen Zahlenwerte mit wachsendem m zu verzeichnen, würde aber Q als Vielfaches von v ermittelt, so träte ein schnelleres Abfallen der obigen Zahlenwerte mit wachsendem m als in obiger Zahlentafel ein; dies ist durch das Gesetz der Formel (29) begründet. Die Wahl eines Gefälles von 5 Proz. als Ausgangspunkt scheint aber den wirklich vorkommenden Gefällen durchschnittlich am ehesten nahe zu kommen, und unter dieser Voraussetzung wäre es angängig, aus obigen Zahlenbeispielen den Schluß zu ziehen, daß man aus einem beobachteten Q nach den Dupuitschen Formeln kleinere Durchlässigkeitswerte ableitet, als nach Formeln, deren Exponent > 1 ist; hierin würde somit eine Sicherheit liegen, sofern es sich um Wassergewinnung handelt.

Ein weiteres Zahlenbeispiel soll aus Formel (26) abgeleitet werden.

Für

$$T = 10, \quad r = 0{,}085, \quad R = 100$$

ergibt sich:

für $m = 1{,}0$ ist $\frac{k_m}{e_1} = 0{,}000\,217\,2$ und $\frac{\lambda}{e_1} = 0{,}000\,010\,86$
„ $m = 1{,}1$ „ „ $= 0{,}000\,158\,4$ „ „ $= 0{,}000\,010\,40$
„ $m = 1{,}2$ „ „ $= 0{,}000\,125\,9$ „ „ $= 0{,}000\,010\,37$
„ $m = 1{,}3$ „ „ $= 0{,}000\,106\,7$ „ „ $= 0{,}000\,010\,65$
„ $m = 1{,}4$ „ „ $= 0{,}000\,094\,9$ „ „ $= 0{,}000\,011\,17$
„ $m = 1{,}5$ „ „ $= 0{,}000\,087\,3$ „ „ $= 0{,}000\,011\,85$.

Von den vorstehenden Zahlen ist der Wert 0,000 217 2 aus der Zahlentafel auf S. 30 entnommen und zeigt, zumal bei graphischer Auftragung, somit das glatte Hinüberfließen der Formel (26) in Formel (22).

Die vorstehenden Werte von $\frac{k_m}{e_1}$ zeigen zunächst anscheinend im Widerspruch mit dem bisher Gesagten, daß für steigende Werte von m fallende Werte von k_m ermittelt werden; es ist aber zu beachten, daß nach Formel (29) mit wachsendem m für k_m der Vielfachwert aus λ abnimmt. Werden die vorstehenden Zahlen auf die Form $\frac{\lambda}{e_1}$ gebracht, so ist, wie die obigen Zahlen zeigen, kein praktisch bedeutender Unterschied der Werte vorhanden, und der Einfluß von m scheint zu verschwinden, man ermittelt für jedes m ungefähr dasselbe λ. Aus einem Vergleich der obigen Zahlentafeln der Q-Werte darf geschlossen werden, daß etwa dasselbe Verhalten auch für freies Grundwasser eintrifft. Allerdings ist zu beachten, daß in vorstehendem Beispiel, weil für e_1 nur eine Absenkung von 1 m gilt, das durchschnittliche Gefälle nur 1 Proz., sogar wegen der Unvollkommenheit des Brunnens noch weniger als 1 Proz. beträgt, und daß es für den Vergleich noch zutreffender gewesen wäre, anstatt auf λ auf den Wert ν für 1 Proz. Gefälle zurückzugehen. Leider wird durch das Gesetz der Formel (29) die Vergleichbarkeit sehr erschwert.

Die praktische Anwendung des soeben Ausgeführten würde erst dann möglich, wenn m bekannt wäre. Es ist aber im Rahmen der vorliegenden neuen Methode ausgeschlossen, in jedem Falle durch ein besonderes verwickeltes Verfahren m zu bestimmen.

Diese Schwierigkeit würde, wie oben schon gesagt, sich lösen, wenn es gar nicht zuträfe, daß m im allgemeinen wesentlich von dem Werte $= 1$ abweichen kann. Dies soll im nachstehenden erörtert werden.

Die neuere Literatur, insbesondere FORCHHEIMER, Hydraulik, und WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte, gibt in den Abschnitten über Grundwassertheorie den auf dem DARCYschen Gesetze beruhenden Formeln anscheinend den Vorrang vor anderen, WEYRAUCH hebt gerade diese Formeln durch starken Druck fortgesetzt hervor; andererseits werden aber von den genannten Autoren auch Beobachtungen mitgeteilt, die ein von der linearen Proportionalität abweichendes Verhalten der Filtergeschwindigkeit ergeben.

Die Formeln von

SEELHEIM[1]) . . . . . . $v = 37{,}6 \, . \, d^2 \, . \, J$

HAZEN[1]) . . . . $v = 116 \, . \, d_w^2 \, . \, J$

SLICHTER[2]) . . . . . . $v = \frac{6714}{K} \cdot d^2 \cdot J$

ergeben lineare Proportionalität zwischen v und J. Dagegen gibt

KRÖBER[1]) . . . . $v = 173 \left(\frac{d}{90} \cdot J\right)^{\frac{0{,}8 + d}{0{,}8 + 2d}}$

[1]) FORCHHEIMER, Hydraulik, S. 421 und 422.

[2]) WEYRAUCH, Die Wasserversorgung der Städte, S. 380.

ein Verhältnis, das sich mit wachsender Korngröße dem Werte $v = a \, . \, J^{1/2}$ nähert.

Forchheimer fand für Kiese vom Marchfeld und Lechfeld (a. a. O., S. 424) die Beziehung

$$J = a \, . \, u + b \, . \, u^2,$$

allerdings bei sehr großen Filtergeschwindigkeiten (bis 1040 m/Tag), die bei Grundwasserbewegungen in der Natur wohl kaum vorkommen.

Die vorstehenden Formeln, die also zum Teil die lineare Proportionalität, d. h. das Darcysche Filtergesetz bestätigen, zum Teil andere Exponenten ergeben, beruhen auf Laboratoriumsversuchen, über deren Wert sich sowohl Forchheimer als Weyrauch skeptisch äußern. Weyrauch [1]) sagt z. B.:

„Schon die Versuche von Hazen haben im Vergleich mit denjenigen von Slichter ergeben, daß sich selbst bei Verwendung eines und dessselben Sandes je nach der dichteren oder mehr lockeren Schüttung desselben sehr wechselnde Werte von k ergeben können und daß sogar die Durchflußmenge wechseln kann, ohne daß vorher eine Umlagerung des Sandes vorgenommen wurde.“ Forchheimer bestätigt dieselbe Erscheinung und erblickt die Ursache unter anderem in ungelöster, in den Poren enthaltener Luft, Sacken des Sandes, Fortschwemmen oder Absetzen von Lehmteilchen und chemischen Veränderungen.

Ein weiterer Umstand, der gegen die nutzbare Anwendung der Kröberschen Laboratoriumsversuche spricht, ist der, daß sie mit Material von einer ausgesiebten bestimmten Korngröße vorgenommen wurden, d. h. mit einem Material, welches in der Natur kaum vorkommt; denn in natürlichem Zustande finden sich selbst in groben Geschieben meist starke Beimengungen von feinen und feinsten Teilen, wodurch sowohl das gesamte Porenvolumen als auch die Größe der einzelnen Poren wesentlich vermindert wird.

Beim Versuchsbrunnen Wesel wurde von Ehlert, entgegen den vorstehenden Ergebnissen, ein mit v wachsendes k gefunden (vgl. Weyrauch, a. a. O., S. 381). Dagegen ermittelte Smreker aus den Thiemschen Beobachtungszahlen des Straßburger Versuchsbrunnens die Beziehung (s. Forchheimer, a. a. O., S. 424):

$$J = 10{,}7 \, . \, u^{3/2} + 31{,}2 \, . \, u^2.$$

---

[1]) Siehe vorstehende Seite.

Diese beiden, soweit dem Verfasser bekannt, einzigen, nicht auf Laboratoriumsversuchen, sondern auf Beobachtungen im Versuchsfelde beruhenden Angaben der Literatur stehen also miteinander im Widerspruch.

Aus vorstehendem wird man mithin noch keine endgültige und unangreifbare Entscheidung über das Filtergesetz ableiten können.

Folgende zwei gewichtige Gründe sprechen aber für die DARCYsche Proportionalität.

1. Das Verhalten der artesischen Brunnen. Die mit dem DARCYschen Gesetze, d. h. $m = 1$, für artesische Brunnen abgeleitete Formel ergibt, daß die gelieferte Wassermenge linear proportional der Absenkung $H - h = s$ ist. Wäre m nicht $= 1$, so könnte diese Proportionalität nicht bestehen, deshalb ist auch die Umkehrung des Schlusses zulässig. Wird umgekehrt an ausgeführten artesischen Brunnen diese Proportionalität tatsächlich beobachtet, so folgt daraus, daß die Voraussetzung der theoretischen Ableitung, nämlich das DARCYsche Gesetz, für den betreffenden Fall zutreffend ist. Vielfache Beobachtungen bestätigen nun diese Proportionalität, die in der Literatur allgemein anerkannt wird. WEYRAUCH sagt a. a. O., S. 495, daß bei artesischen Brunnen die Ergiebigkeit tatsächlich linear proportional der Absenkung ist; auch FORCHHEIMER erkennt a. a. O. in dem Abschnitt über artesische Brunnen diese Proportionalität an. SMREKER[1]) sagt, daß die Erfahrung die näherungsweise Proportionalität im großen ganzen bestätigt hat.

Eine künftige Sammlung aller erreichbaren Messungszahlen von artesischen Brunnen dürfte zur Klärung der Frage des DARCYschen Gesetzes mehr beitragen als die bisherigen Laboratoriumsversuche. Auch könnte ein umfangreiches derartiges Material dazu dienen, etwaige Modifizierungen des DARCYschen Gesetzes abzuleiten.

2. Die Feststellungen von R. BIEL im Heft 44 der Mitteilungen über Forschungsarbeit, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, über das Thema: Druckverlust bei der Fortleitung tropfbarer und gasförmiger Flüssigkeiten. Zunächst weist BIEL nach, daß bei laminarer Wasserbewegung, d. h. paralleler

---

[1]) SMREKER, Das Grundwasser usw., S. 55.

Strömung der Wasserfäden, die wegen geringer Wassergeschwindigkeit noch keiner Wirbelung (Turbulenz) unterliegen, selbst bei nicht mehr kapillaren Rohren (bis 26,6 mm lichtem Durchmesser), die Wassergeschwindigkeit dem Gefälle proportional ist, erst bei Eintritt der Turbulenz, d. h. bei Überschreitung der kritischen Geschwindigkeit geht die Proportionalität plötzlich in ein anderes Gezetz über. Nun ist kein Zweifel, daß die von BIEL ermittelten kritischen Geschwindigkeiten weit über den normalen Grundwassergeschwindigkeiten liegen, und daß die Poren eines Grundwasserträgers meist weit kleiner sind, als das Lumen einer Leitung von 26,6 mm Durchmesser. BIEL gibt zahlreiche Diagramme, von denen die mit Nr. 1, 6, 12, 13, 16, 18 und 22 bezeichneten, die sich auf lichte Rohrdurchmesser von 2,72 bis 26,6 mm beziehen, ein Bild von starker Beweiskraft bieten. In Funktion von v sind dort die Versuchswerte $\frac{h}{Lv} = \frac{J}{v}$ aufgetragen. Die beobachteten Werte bis zum Eintritt des Knickpunktes bei v (krit.) liegen in etwa gleicher Entfernung von der Abszisse, d. h. die Funktion $\frac{h}{L.v}$ verläuft parallel zur Abszisse v, was gleichbedeutend damit ist, daß $\frac{h}{L} = J$ linear proportional v ist.

Die Übertragung der Verhältnisse solcher enger, aber nicht mehr im eigentlichen Sinne kapillarer Röhren auf das verzweigte Röhrchen- oder Porensystem eines Grundwasserträgers hat weder theoretische noch intuitive Bedenken. Hierzu tritt, daß die oben erwähnten gegen Laboratoriumsversuche mit Filtern möglichen Bedenken gegenüber den Versuchen an Röhren mit merklich großem Lumen weniger gelten können. Die Übertragung der Verhältnisse kapillarer Röhren (Poiseuille) ist allgemein anerkannt, und die lineare Proportionalität des DARCYschen Gesetzes ist für Sandschichten von kapillarer Natur auch nicht ernstlich bezweifelt. Die Versuche von MASONI an feinen Vulkansanden (FORCHHEIMER, a. a. O., S. 423) kommen in gegenteiliger Beweisrichtung gar nicht in Betracht, denn sie sind mit so großen Gefällen angestellt, wie sie praktisch niemals vorkommen.

Somit scheint die Schlußfolgerung nicht ungerechtfertigt, daß Grundwassergeschwindigkeiten bis zum Eintritt der etwaigen Turbulenz, die aber bei gewöhnlichen Verhältnissen ausgeschlossen sein dürfte, dem Gefälle linear proportional sind.

Nach dem Vorstehenden darf zusammenfassend behauptet werden, daß das Darcysche Filtergesetz in seiner Anwendung auf Grundwasserbewegungen durch Laboratoriumsversuche noch nicht widerlegt werden konnte, und daß die an der Natur gemachten Beobachtungen (artesische Brunnen) und die Bielschen Ergebnisse mehr für das Darcysche Widerstandsgesetz sprechen.

Wenn Smreker aus den Straßburger Beobachtungen ein anderes Filtergesetz für den dortigen Untergrund herleitete, so möge dieses nicht angezweifelt werden. Es läßt sich aber einwenden, daß die Alluvionen des Rheines ganz abnorme Durchlässigkeiten zeigen. Selbst weit unterhalb bei Köln zeigte das Rheinalluvium noch eine durchschnittliche spezifische Ergiebigkeit von 29,1 und eine maximale von 128 (!), während spezifische Ergiebigkeiten von 2 bis 4 im allgemeinen als nicht ungünstig angesehen werden (Weyrauch, a. a. O., S. 495 bis 496). Die ungeheure Durchlässigkeit des Rheinalluviums ist dem Verfasser mehrfach von Fachgenossen bestätigt worden, er selbst hat aber in den verschiedensten Gegenden Deutschlands kaum spezifische Ergiebigkeiten über 10 gefunden und durchschnittlich noch weniger als 3. Da für Straßburg, als oberhalb Köln liegend, eine noch größere Durchlässigkeit zu vermuten ist, so ist es wohl denkbar, daß die Grundwasserbewegung dort in so groben Kiesen erfolgt, daß die Bewegungsgesetze des Wassers in Filterschichten versagen und mehr die Gesetze der turbulenten Bewegung des Wassers in Röhren Platz greifen müssen. Es scheint aber dem Verfasser nicht ratsam, gerade das Rheinalluvium, wie Smreker tat, zur Ableitung allgemein gültiger Formeln benutzen zu wollen.

Im vorstehenden ist somit nachgewiesen, daß die im Abschnitt II mitgeteilte neue Methode auf Grund des Exponenten $m = 1$ vorsichtigere Bewertungen der Durchlässigkeit ergibt, als bei Anwendung von Exponenten $m > 1$. Ferner ist gezeigt worden, daß überwiegende Gründe dafür vorhanden sind, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen des Grundwasserträgers nahezu $m = 1$ sein dürfte.

Weder die von Smreker gegen die Formeln (1) und (20) und gegen die Anwendung des Darcyschen Widerstandsgesetzes auf Grundwasser erhobenen theoretischen Einwendungen, noch die wenigen Laboratoriumsversuche, die $m > 1$ ergaben, können dazu nötigen, die oben mitgeteilten Zahlentafeln und die Diagramme anstatt auf die Formeln (1) und (20) auf die Formeln (23) und (24) zu stützen, und die Werte $\frac{k}{e_1}$, $\frac{k}{e_s}$ sowie $\frac{e_1}{e_s}$, außer für verschiedene Werte von R, auch für verschiedene Werte von m anzugeben. Für die praktische Abstufung von m wären die bisherigen Versuche und Veröffentlichungen über diesen Punkt auch gänzlich unzureichend.

Wenn wirklich die neue Methode in wasserführenden Schichten von ganz außerordentlicher Durchlässigkeit für k zu geringe Werte ergeben sollte, so dürfte dies kein praktischer Nachteil sein, weil die Wasserbeschaffung in solchen Schichten keine Schwierigkeiten bereitet; unter normalen Verhältnissen aber dürfte die neue Methode theoretisch und praktisch zutreffend sein.

Zum Schluß sei bemerkt, daß der Wert aller theoretischen Formeln für Grundwasserabsenkung nur ein bedingter ist. Die fast immer gemachte Voraussetzung, daß die Durchlässigkeit des Untergrundes an allen in Betracht kommenden Stellen gleich sei, trifft praktisch mehr oder weniger nicht zu. Für solche Formeln, die eine Änderung der Durchlässigkeit berücksichtigen, half man sich notwendigerweise mit der Voraussetzung eines Gesetzes dieser Änderung, z. B. der Abnahme der Durchlässigkeit mit der Entfernung von einem Flusse; es ist aber klar, daß der Untergrund eine solche gesetzmäßige Änderung des Aufbaues nicht besitzt. Für felsiges Gestein, welches zwar in seinen Spalten und Klüften dem Wasser Wege bietet, im übrigen aber eine geringe oder verschwindende Durchlässigkeit hat, sind Absenkungsformeln nicht brauchbar. Aber auch in alten fluviatilen Geschieben, die durch mineralische Ausscheidungen oder Druck zum Teil schon konglomeriert sind und dem Wasser nur mehr ein Netz von Adern als Weg lassen, sind solche Formeln mit Vorsicht anzuwenden[1]). Das eigentliche Gebiet der Formeln sind die losen fluviatilen, auch äolischen Trümmergesteine, insbesondere die diluvialen und alluvialen Flußgeschiebe. Die hieraus zu entnehmende Einschränkung ist aber nur eine scheinbar große, denn gerade die letzteren Schichten, die meist eine über den ganzen Querschnitt verteilte und nicht in allzu weiten Grenzen schwankende Durchlässigkeit besitzen, sind vorwiegend der Gegenstand hydrologischer Unter-

---

[1]) Vgl. Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte 2, 719.

suchungen. Selbstverständlich können auch hier die Formeln nur eine Annäherung an den wirklichen Zustand bieten, und es ist ohne praktischen Wert, Durchlässigkeiten auf eine Anzahl Dezimalstellen genau ermitteln zu wollen. Wenn in obigen Zahlentafeln die Werte mit mehreren Dezimalstellen angegeben wurden, so geschah dies aus theoretischer Rücksicht, um die zum Teil sehr geringen Unterschiede benachbarter Werte der Zahlentafeln zum Ausdruck zu bringen.

Noch sei erwähnt, daß in den Formeln, auf denen die neue Methode beruht, eine ungefähr horizontale Strömung des Wassers vorausgesetzt ist, was in den bei weitem meisten Fällen angängig sein dürfte. In den seltenen, aber praktisch sehr günstigen Fällen, in denen eine wassertragende Sohle erst in so großer Tiefe liegt, daß praktisch der Grundwasserträger nach unten zu als unbegrenzt angesehen werden kann, ist bei Benutzung der Formeln Vorsicht geboten.

Daß in solchen Fällen die Verwendung anderer Ableitungen, welche eine von unten aufsteigende Bewegung des Grundwassers berücksichtigen, besser zur Bestimmung von k führt, scheint aber zweifelhaft, zumal in ein und demselben Grundwasserträger wegen der oft etwas abgeflachten und auf der flachen Seite liegenden Geschiebe k in horizontaler Richtung dann einen wesentlich größeren Wert haben muß, als in vertikaler. Vgl. hierzu G. THIEM, Lagerungszustände und Durchlässigkeit der Geschiebe, Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1907, Nr. 17, S. 377.