

Aus der Praxis von Grundwassererschliessung und Brunnenbau

Autor(en): **Trüeb, E,**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **87 (1969)**

Heft 22: **Pro Aqua 69: internat. Fachmesse Wasser - Luft - Müll, Basel, 29.5. bis 4.6.1969**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70701>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Bunkerkapazität die Gebäudekosten um weitere 20000 Fr. anwachsen.

Es erscheint daher sinnvoller, die Verbesserungen der Aufgabe zur Vermeidung von Stockungen und die Verdämmung gegen Rückbrand weiterzutreiben. Die Zerkleinerung darf dabei keine zu grossen Kosten verursachen, weshalb schneidende und schnelllaufende Geräte kaum in Frage kommen, da sie auch einer Abnutzung durch Stoffe unterworfen sind, die gar keiner Zerkleinerung für die Rostfeuerung bedürfen. In der Regel genügt das Brechen oder Biegen auf eine Stückgrösse von etwa 40 cm vollauf. Rücksicht ist zu nehmen auf elastische Gegenstände, wie Autoreifen, Weich-PVC-Utensilien und Äste, die nach Durchgang der engsten Stelle sich wieder ausdehnen können. Bild 8 zeigt ein derartiges Beispiel, bei dem der oben gelagerte Zuteiler bricht und durch den engsten Querschnitt fördert, während die unten liegende Klappe mit wassergekühlter Welle bei Rückbrand oder beim Ausfahren geschlossen wird.

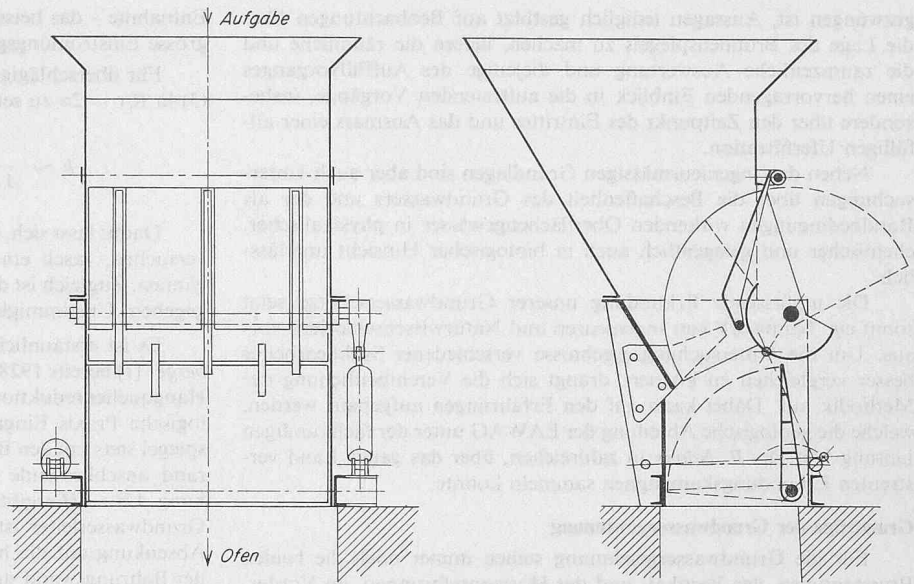


Bild 8. Aufgabetrichter mit Brechvorrichtung an der engsten Stelle. Darunter Abschlussklappe gegen Rückbrand, mit gekühlter Welle

Adresse des Verfassers: K. Wuhrmann, dipl. Masch.-Ing. ETH, EAWAG, 8044 Zürich, Physikstrasse 5.

Aus der Praxis von Grundwassererschliessung und Brunnenbau

DK 628.112:626.811

Von E. Trüeb, dipl. Ing., Winterthur

Problemstellung

Zur Deckung des steigenden Wasserbedarfes unseres Landes kommt dem Grundwasser grosse Bedeutung zu. Nach der Statistik des Schweiz. Vereins von Gas- und Wasserfachmännern wurden 43,5% des Wasserbedarfes im Jahr 1967 mit Grundwasser gedeckt, während der Anteil des aufbereiteten Seewassers bei 26,0% lag. Diese Angabe ist aber insofern irreführend, als mit der Statistik nur etwa 57% des an die Bevölkerung und nur ein kleiner Teil des an die Industrie abgegebenen Wassers erfasst wird. Der Grundwasseranteil liegt tatsächlich beträchtlich höher und kann auf 60 bis 70% geschätzt werden.

Wenn man bedenkt, welche Bedeutung dem Grundwasser zur Deckung des künftigen Bedarfes zukommt, überrascht es zuerst, wie lückenhaft die Erkundung der Grundwasserschätze unseres Landes noch ist. Der Grund dafür liegt hauptsächlich darin, dass beim heterogenen Aufbau der grundwasserführenden Schotter die Durchführung eingehender geohydrologischer Untersuchungen recht zeitraubend und kostspielig ist. Solche Untersuchungen lassen sich auch kaum mit dem Computer durchführen. Sie erfordern vielmehr intensive Kleinarbeit der Fachspezialisten.

Wohl liegen für verschiedene Kantone mehr oder weniger ausführliche Grundwasserkarten vor. Diese geben aber meist nur Auskunft über die flächenmässige Ausdehnung des Grundwassers. Oft sind daraus auch Fliessrichtung, Höhenlage und möglicherweise seine Mächtigkeit ersichtlich. Für die Ausbauplanung der Wasserversorgung sind jedoch zuverlässige Angaben über die Ergiebigkeit eines Grundwasservorkommens unerlässlich. Erschwerend kommt hinzu, dass die nutzbare Ergiebigkeit sich nicht einfach definieren lässt, weil die in einem Grundwasserleiter vorhandene Durchflussmenge nicht für sich allein betrachtet werden darf, sondern im Zusammenhang mit den im Betriebszustand auftretenden Verhältnissen – das heisst mit ihren Wechselbeziehungen zu den Oberflächengewässern, allfälligen Anreicherungsanlagen und anderen Möglichkeiten der Speisung des Grundwassers – gesehen werden muss. Das klare Erfassen dieser Randbedingungen ist nur Fachleuten möglich, welche darin geübt sind, strömungstechnische Probleme zu behandeln.

Ermittlung geohydrologischer Grundlagen

Nicht nur für die Abschätzung der im ursprünglichen Zustand vorhandenen Durchflussmenge, sondern auch zur rechnerischen Behandlung der erwähnten Randeinflüsse ist ein hinreichender Einblick in den Aufbau der grundwasserführenden Schotter – das heisst in Lage von Spiegel und Sohlschicht, Durchlässigkeit, Porosität, Korn-

zusammensetzung, Schichtung u. dgl. – erforderlich. Für die Beziehung Mächtigkeit \times Durchlässigkeit (kH), welche von entscheidendem Einfluss auf die Beurteilung der Mengenprobleme ist, wurde der Ausdruck «Transmissibilität» aus der amerikanischen Fachliteratur übernommen.

Freilich muss zugegeben werden, dass es beim heterogenen Aufbau unserer Grundwasserleiter und der oft anzutreffenden Wechsel- und Deltalagerung der einzelnen Schichten nicht immer leicht fällt, die Durchlässigkeit zu bestimmen. Jedenfalls schliesst dieser Umstand meist die Berechnung der Durchlässigkeit aufgrund der Kornzusammensetzung aus. Die Verteilung der Durchlässigkeitsverhältnisse über ein Aufschlussprofil lässt sich einwandfrei nur bei der schrittweisen Durchführung von Durchlässigkeitsuntersuchungen am Bohrohrschuh ermitteln. Zuverlässige Ergebnisse lassen sich in der Regel nur erzielen, wenn aus der Bohrung gepumpt wird. Auch dann bieten sich noch genügend Schwierigkeiten bei der Auswertung. Wichtig ist es, die Eigenheiten des Bohrverfahrens – insbesondere die massgebende Vorbohrlänge – genau zu erfassen. Dies ist nur dann einwandfrei möglich, wenn die bei einem bestimmten Bohrverfahren ermittelten Werte anhand der aus der fertigen Bohrung ermittelten mittleren k -Werte geeicht werden. Recht zahlreiche Vergleiche zeigen, dass man gut beraten ist, überall dort, wo Wert auf die präzise Erfassung der Durchlässigkeitsverhältnisse gelegt wird, vom Rotationsspülverfahren Gebrauch zu machen.

Auch die zuverlässige Durchführung der Versuche zur Ermittlung der mittleren k -Werte aus den fertig erstellten Bohrungen setzt eine zuverlässige Erfassung der Beobachtungswerte – insbesondere der Entnahmemenge Q und der Brunnenabsenkung ΔH – voraus. Wenn bei grosser Mächtigkeit und entsprechender Durchlässigkeit die Brunnenabsenkungen ΔH in den Millimetern liegen, ist ohne die Verwendung von Stabpegeln nicht mehr auszukommen. Daran ändern auch die Fortschritte der Instrumententechnik wenig, da mit den meisten Messgeräten nur eine Genauigkeit von Zentimetern erreicht werden kann. Vergegenwärtigt man sich den Ausbildungsstand des meist auf den Bohrstellen anzutreffenden Personals, so ist leicht einzusehen, dass für Durchlässigkeitsuntersuchungen mit Vorteil Fachmannschaften beigezogen werden.

Auf die Behandlung der Pumpversuchauswertung nach den Methoden von Theis, Jacob und Wiederhold [2], [3], [4], [5] und [6] muss verzichtet werden, weil dies den Rahmen des vorliegenden Aufsatzes sprengen würde. Sofern man nicht mangels weiterer Peilbohrungen

gezwungen ist, Aussagen lediglich gestützt auf Beobachtungen über die Lage des Brunnenspiegels zu machen, liefern die räumliche und die raumzeitliche Auswertung und diejenige des Auffüllvorganges einen hervorragenden Einblick in die auftretenden Vorgänge, insbesondere über den Zeitpunkt des Eintrittes und das Ausmass einer allfälligen Uferfiltration.

Neben den ingenieurmässigen Grundlagen sind aber auch Untersuchungen über die Beschaffenheit des Grundwassers und der als Randbedingungen wirkenden Oberflächengewässer in physikalischer, chemischer und gelegentlich auch in biologischer Hinsicht unerlässlich.

Die umfassende Erkundung unserer Grundwasserschätze setzt somit ein Teamwork von Ingenieuren und Naturwissenschaftlern voraus. Um die Untersuchungsergebnisse verschiedener Sachbearbeiter besser vergleichen zu können, drängt sich die Vereinheitlichung der Methodik auf. Dabei kann auf den Erfahrungen aufgebaut werden, welche die geologische Abteilung der EAWAG unter der fachkundigen Leitung von Dr. P. Nänny in zahlreichen, über das ganze Land verstreuten Erkundungskampagnen sammeln konnte.

Grundzüge der Grundwassergewinnung

Für die Grundwassergewinnung stehen immer noch die beiden Brunnentypen, der Vertikal- und der Horizontalbrunnen, im Vordergrund. Das Anlegen von Sicker galerien – eine im Ruhrgebiet häufig angewendete Methode der Grundwasserfassung – beschränkt sich hauptsächlich auf Gebiete mit geringer Überdeckung und seichter Lage der wassertragenden Sohlschicht.

Besonders bei grosser Mächtigkeit und guter Durchlässigkeit wird der altbewährte Vertikalbrunnen wieder mehr verwendet, nachdem man auch in der Schweiz gelernt hat, mittels geeigneter Bohrverfahren, zweckmässiger Ausbildung der Stützschrift und kräftigem Entsenden vertikale Hochleistungsbrunnen zu erstellen. Dabei sind Entnahmel Leistungen von 200 bis 300 l/s längst keine Seltenheit mehr.

Wo es sich um die Erschliessung verhältnismässig seichter Grundwasserleiter handelt, ist der Horizontalbrunnen eindeutig im Vorteil, wenn nicht sogar die Voraussetzungen zur Erstellung von Sicker galerien gegeben sind. Aber auch überall dort, wo es sich darum handelt, an einer bestimmten Stelle eine grösstmögliche Entnahme zu bewerkstelligen, wird der Horizontalbrunnen bevorzugt. Freilich darf nicht übersehen werden, dass mit keinem der beiden Brunnentypen mehr Wasser gefördert werden kann, als durch die örtlichen Gegebenheiten bedingt im langjährigen Mittel wieder nachgeliefert wird.

Berechnungsgrundlagen für den Vertikalbrunnen

Für die Berechnung von Vertikalbrunnen steht die altbekannte Formel von Dupuit zur Verfügung. Wird dabei der Ausdruck $H_m = H - \Delta h/2$ eingesetzt, so kann sie in die logarithmisch nicht mehr unterbrochene Form $Q = 2\pi k \Delta h H_m / \ln R/r$ übergeführt werden, wie dies aus Bild 1 ersichtlich ist. Allerdings wird der Formel von Dupuit in theoretischer Hinsicht die Unstimmigkeit vorgeworfen, dass sie in Brunnennähe zu Widersprüchen führt, indem bei grösstmöglicher

Entnahme – das heisst bei voller Brunnenabsenkung – eine unendlich grosse Einströmungsgeschwindigkeit auftreten müsste.

Für überschlägige Berechnungen ist es oft zulässig, in der Formel (3) $\ln R/r = 2\pi$ zu setzen (Bild 1), womit sich näherungsweise ergibt:

$$k \sim \frac{Q}{\Delta H H} \text{ oder Transmissibilität } T = k \cdot H \sim \frac{Q}{\Delta H}$$

Damit lässt sich, besonders bei der Durchführung von Kleinpumpversuchen, rasch ein Überblick in die örtlichen Gegebenheiten gewinnen. Zugleich ist den Versuchsmannschaften ein Mittel in die Hand gegeben, Unstimmigkeiten sofort zu erkennen.

Es ist erstaunlich, wie lange es gedauert hat, bis die von Ehrenberger [1] bereits 1928 veröffentlichte, durch Modellversuche ermittelte Hangquellenreduktion, wie diese in Bild 1 dargestellt ist, in die hydrologische Praxis Eingang gefunden hat. Danach liegt der Brunnenspiegel stets um den Betrag $\Delta s = \Delta H^2/2H$ tiefer als der am Bohrungsrand anschliessende Grundwasserspiegel. Bei voller Brunnenabsenkung $\Delta H = H$ ergibt sich somit $\Delta s = H/2$, das heisst im anstehenden Grundwasserleiter ist bei grösstmöglicher Entnahmemenge nur eine Absenkung auf die halbe Grundwassermächtigkeit möglich, bzw. an der Bohrungswand steht noch der halbe Querschnitt des Grundwasserleiters der Strömung zur Verfügung und bildet somit ein Korrelat zu der am Wehrquerschnitt auftretenden kritischen Tiefe. Die grösstmögliche Entnahmemenge beträgt deshalb auch nur Dreiviertel derjenigen, welche nach Dupuit auftreten müsste.

Bei diesen Betrachtungen wird bewusst auf die Erfassung der zusätzlichen Verluste, die in Brunnennähe auftreten, wie Verlust im Filter selbst, Verlust der Stützschrift, Verluste durch Verockerung, Versinterung oder Versandung verzichtet, da der Ingenieur niemals darum herkommt, in Sonderfällen den Ursachen von Abweichungen im einzelnen nachzugehen.

Wie mit Bild 2 verdeutlicht wird, konnte bei zahlreichen Pumpversuchen, welche bewusst mit grosser Leistung und mit extremen Absenkungen gefahren wurden, gezeigt werden, dass eine für die Bedürfnisse der Praxis recht gute Übereinstimmung mit den Beobachtungswerten erzielt werden kann, wenn die Formeln von Dupuit und Ehrenberger gemäss Bild 1 miteinander kombiniert werden.

Allerdings treten nach langfristigem Betrieb gewisse Abweichungen auf. Besonders bei Brunnen, die jahrelang mit hoher Leistung in Betrieb gestanden haben, wird festgestellt, dass die aus den Brunnenebeobachtungen berechneten k -Werte ungefähr das Doppelte der ursprünglichen oder durch Pumpversuche aus Aufschlussbohrungen ermittelten k -Werte betragen. Dies ist auf die mit dem langfristigen Betrieb verbundene fortschreitende Entsandung zurückzuführen, die einen recht beträchtlichen Umkreis – gelegentlich bis zu 20 m und mehr – erfassen kann. Dabei tritt in den Bereichen unterschiedlicher k -Werte eine Verschiebung der Spiegellage auf, wie dies in Bild 3 für einen Zweischichtaufbau schematisch dargestellt wurde.

Die Formel von Dupuit lautet:

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

mit $h = H - \Delta h$ folgt:

$$\begin{aligned} H^2 - h^2 &= H^2 - (H - \Delta h)^2 \\ H^2 - h^2 &= H^2 - H^2 + 2\Delta h H - \Delta h^2 \\ H^2 - h^2 &= 2\Delta h H - \Delta h^2 \\ H^2 - h^2 &= 2\Delta h \left(H - \frac{\Delta h}{2} \right) \end{aligned}$$

mit $H_m = H - \frac{\Delta h}{2}$

$$\text{folgt: } (2) \quad Q = \frac{2\pi k \Delta h H_m}{\ln R/r}$$

$$\text{oder } (3) \quad k = \frac{Q \ln R/r}{2\pi \Delta h H_m}$$

Dabei gilt für die Hangquellenreduktion nach Ehrenberger

$$(4) \quad \Delta s = \frac{\Delta H^2}{2H}$$

Somit ergibt sich für $\Delta h = \Delta H - \Delta s$

$$(5) \quad \Delta h = \Delta H - \frac{\Delta H^2}{2H}$$

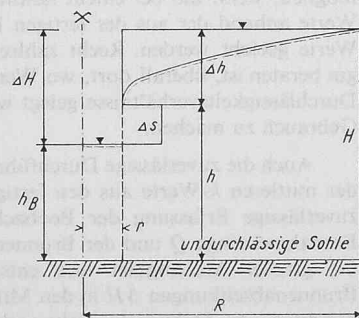
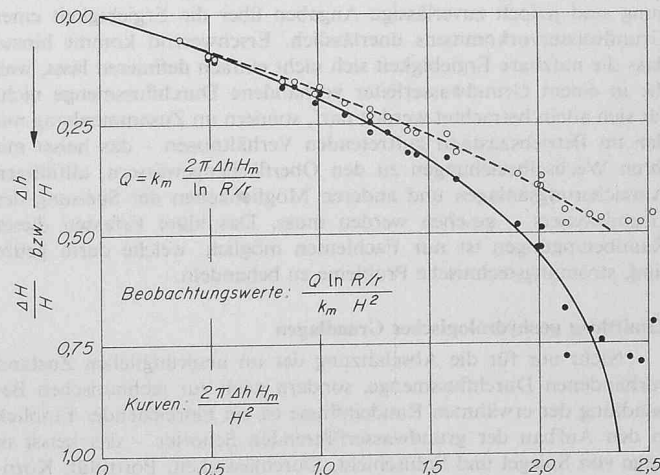


Bild 1. Auswertung von Pumpversuchen mit Brunnenspiegelbeobachtungen

Bild 2. Dimensionslose Darstellung der Ergebnisse sämtlicher Pumpversuche an den Brunnen im Fassungsgebiet Linsental, Sennschür und Stadacker



Mit der Hangquellenreduktion nach *Ehrenberger* ist indessen die Frage der bei Sandfreiheit höchstzulässigen Entnahmemenge noch nicht gelöst. Aus verschiedenen Untersuchungen – insbesondere denjenigen von *Fuchs* [7] – ist bekannt, dass der zweckentsprechenden Ausbildung der Stüttschicht – das heisst des Zwischenraumes zwischen Filter und anstehendem Schotter – grosse Bedeutung zukommt. Für Hochleistungsbrunnen hat sich ein Schüttkorndurchmesser $D = 4 d_{85}$ bewährt, wobei d_{85} den Korndurchmesser des anstehenden Schotters bei 85% der Summenkurve bedeutet. Die Stärke der Schüttschicht soll bis $D = 10$ mm, 10 cm, bei grösserem Schüttkorn 15 cm betragen. Nur in Sonderfällen wird es damit notwendig, mehrfache Schüttungen anzuordnen. Dagegen kann der heterogene Aufbau des Grundwasserleiters die Anordnung einer differenzierten Schüttung nach Massgabe der Kornverteilung der einzelnen Schichtpakete erforderlich machen.

Mangels Besserem wird immer noch empfohlen, die im Dauerbetrieb bei Sandfreiheit höchstzulässige Entnahmemenge entsprechend der Hälfte der nach *Sichardt* [8] grösstmöglichen Entnahmemenge festzulegen. Da mit diesem empirischen Vorgehen bisher gute Erfahrungen gemacht wurden, besteht keine Veranlassung, davon abzugehen, bevor bessere Kriterien vorliegen. Indessen ist die Anwendung des Verfahrens von *Sichardt* etwas zeitraubend, weshalb zur Erleichterung der Handhabung Diagramme entworfen wurden, wovon in Bild 4 dasjenige für einen Bohrdurchmesser $D_B = 1,50$ m dargestellt ist.

Berechnungsgrundlagen für den Horizontalbrunnen

Betrachtet man die Anströmung eines Horizontalbrunnens, so ist festzustellen, dass ausserhalb der sich in Brunnennähe ausbildenden Absenkungsmulde keine wesentliche Abweichung gegenüber dem Strömungsbild eines Vertikalbrunnens auftritt. Deshalb hat *Nöring* [9] empfohlen, die Leistung von Horizontalbrunnen näherungsweise mit Hilfe der Formel von Dupuit zu berechnen, wobei anstelle des Bohrradius $r_B \sim 2 l_m/3$ zu setzen ist. Dabei bedeutet l_m die mittlere Stranglänge. *Wiederhold* [6] hat gefunden, dass der hydraulische Brunnenradius R_h ungefähr 55% des durch das Mittel der Strangköpfe

Hangquellenreduktion nach Ehrenberger $\Delta s = \frac{\Delta H^2}{2H}$, $\Delta h = \Delta H - \Delta s$, $H_m = H - \frac{\Delta h}{2}$

Q nach Dupuit $Q = \frac{\pi k H^2 - h^2}{\ln R/r} = \frac{2\pi k \Delta h H_m}{\ln R/r}$

Reichweite nach Sichardt $R \sim 3000 \sqrt{k} \Delta H$ Grenzgefälle nach Sichardt $= \frac{1}{15\sqrt{k}}$ bzw. $Q = 2\pi r h \frac{\sqrt{k}}{15}$

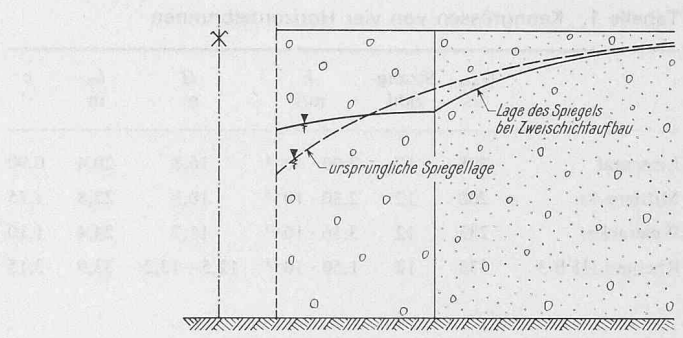
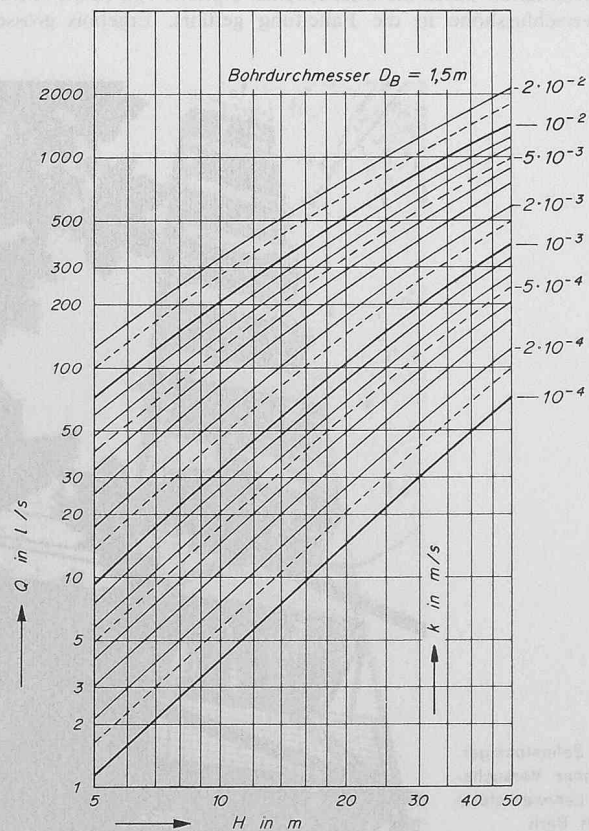


Bild 3. Verschiebung der Spiegellage bei fortschreitender Versandung (schematisch)

definierten, effektiven Brunnenradius beträgt. Mit diesen Näherungsverfahren werden in der Regel eher zu kleine Brunnenleistungen erhalten.

Für vier durch das Winterthurer Wasserwerk abgetiefte Horizontalbrunnen konnte aus der dimensionslosen Darstellung der Messwerte, die in Bild 5 enthalten sind, die Beziehung

$$Q = c k H^{1,17} \Delta H^{0,83} \quad (6)$$

hergeleitet werden. Es stellt dies eine Bestätigung und Verbesserung der von *Falcke* [10] und *Nahrgang* [11] angegebenen Formel dar. Dabei zeigt sich, dass bei Brunnenabsenkungen $\Delta H > 0,4 H$ die Brunnenleistungen etwas geringer ausfallen als die nach Formel (6) berechneten.

In Tabelle 1 sind die wesentlichen Kenngrössen der vier Horizontalbrunnen zusammengestellt. Soweit heute beurteilt werden kann, wird die Konstante c durch den Öffnungswinkel der Anströmung bestimmt. Sie liegt bei einseitiger Anströmung bei 1,5 und bei einer Speisung durch Uferfiltrat und landseitiges Grundwasser bei 3,0. Auch wenn dieser Hinweis noch lückenhaft ist, erlaubt Formel (6) immerhin die sichere Vorausberechnung der im praktischen Wasserwerksbetrieb auftretenden Brunnenabsenkungen, sobald ein einziges Beobachtungspaar Q und ΔH bekannt ist. Die Beurteilung der möglichen Anströmungsverhältnisse wird durch die von *Nemecek* [12] am Potentialisch ermittelten Strömungsbilder erleichtert.

Adresse des Verfassers: *E. Trüeb*, dipl. Ing. ETH, Direktor des Gas- und Wasserwerkes der Stadt Winterthur, 8400 Winterthur, Technikumstrasse 22.

Bild 4. (links) Ermittlung der Brunnenenergiebigkeit Q_S nach Sichardt

Bild 5. Dimensionslose Darstellung der Leistung von vier Horizontalbrunnen

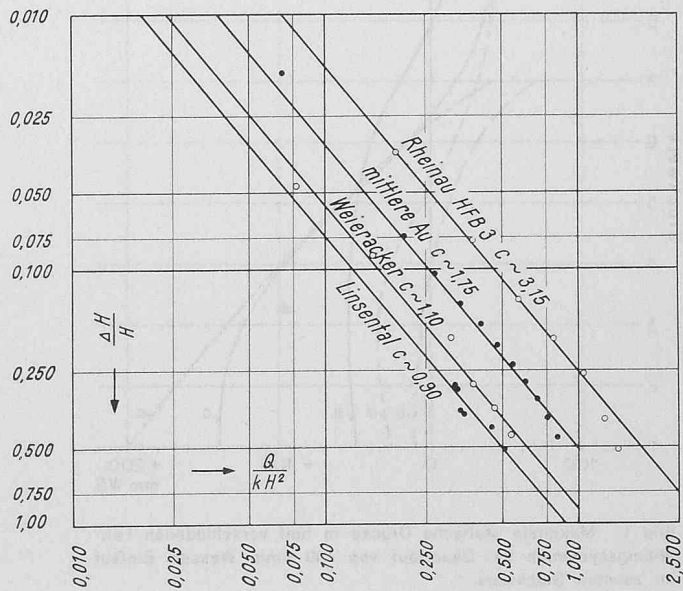


Tabelle 1. Kenngrößen von vier Horizontalbrunnen

	Q_{\max} l/s	Strang- zahl	k m/s	H m	l_m m	c
Linsental	298	17	$2,09 \cdot 10^{-3}$	16,8	20,4	0,90
Mittlere Au	200	12	$2,30 \cdot 10^{-3}$	10,3	22,8	1,75
Weieracker	233	12	$3,16 \cdot 10^{-3}$	11,7	24,4	1,10
Rheinau HFB 3	333	12	$1,50 \cdot 10^{-3}$	12,5 ÷ 13,2	33,9	3,15

Literaturverzeichnis

- [1] Ehrenberger R.: Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes. «Z. österr. Ingenieuren- und Architektenverein» Nr. 9/4, 1928.
- [2] Theis C. V.: The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of well using groundwater storage. Transaction Amer. Geophysical Union, 1935, Heft 16.
- [3] Jacob C. E.: On the flow of water in elastic artesian aquifer. Transaction Amer. Geophysical Union, 1940, Heft 21.

- [4] Wiederhold W.: Die raumzeitlichen Verhältnisse des Senktrichters eines Brunnens im Grundwasser mit freier Oberfläche, ZfGW-Verlag, Frankfurt a. M. 1961.
- [5] Wiederhold W.: Theorie und Praxis des hydraulischen Pumpversuches, «GWF» 1965, Heft 34 und 42.
- [6] Wiederhold W.: Zur Hydraulik des Horizontalfilterbrunnens, «GWF» 1966, Heft 28 und 32.
- [7] Fuchs G.: Die wirksamste Abstufung von künstlichen Kiesschüttungen in Filterstrecken bei Bohrbrunnen, Mitteilung Nr. 60 des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Berlin, 1963.
- [8] Sichert W.: Das Fassungsvermögen von Bohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für grössere Absenkungstiefen, Berlin, Springer-Verlag 1928.
- [9] Nöring F.: Geologische und hydrologische Voraussetzungen für Horizontalfilterbrunnen, «GWF», Heft 20, 1953.
- [10] Falcke F.-K.: Versuche über die Strömungsvorgänge an Brunnen mit horizontalen Fassungssträngen unter Berücksichtigung des Einflusses der geometrischen und physikalischen Veränderlichen, Diss. der TH Karlsruhe, 1952.
- [11] Nahrgang G. und Falcke F.-K.: Modellversuche über Strömungsvorgänge an Horizontalbrunnen, «GWF», Heft 4, 1954.
- [12] Nemecek E. P.: Horizontalfilterbrunnen, die moderne Grundwasser-gewinnung für Industrie und Grossstadt. «Gas - Wasser - Wärme», Hefte 11 und 12, 1959 und Heft 1, 1960.

Erhöhte Sicherheit für Industrieabwasseranlagen

DK 628.24

Von P. Wipf, dipl. Ing., Basel, und R. Hanslin, dipl. Ing., Zürich

1. Einleitung

Um Unfälle, verursacht durch Austreten von Giftgasen, zu vermeiden, unterliegen die Abwasseranlagen in der chemischen Industrie strengen Sicherheitsvorschriften. Die Abwasserleitungen werden oft getrennt geführt, einerseits für die sich durch Konzentration und pH-Wert stark unterscheidenden Medien, andererseits für die getrennte Aufbereitung und Unschädlichmachung von konzentrierten Chemieabwässern. Die Industrieabwässer werden am Fuss der Leitung in einen Abwassersammelkessel geleitet, der einen Gasabschluss bildet und dem Temperatenausgleich dient. Dadurch unterscheiden sich Industrieabwasseranlagen von Sanitärkanalisationen. Im herkömmlichen Hausbau bietet das Ablaufsystem von der Primärlüftung bis zur Kanalisation auch für Luft und Gase freien Durchgang.

2. Über- und Unterdrücke

Das horizontal zuströmende Abwasser prallt vor Beginn der Fallbewegung auf die gegenüberliegende Rohrwand und wird in der

ursprünglichen Bewegungsrichtung praktisch auf Null abgebremst und aufgestaut. Durch die Gravitation beginnt das den ganzen Querschnitt ausfüllende und eine Art Pfropfen bildende Wasser nach unten zu fallen, wobei die darüberstehende Luftsäule angesaugt und die darunterliegende vorerst komprimiert wird. Mit zunehmender Geschwindigkeit löst sich der Schwall in einzelne grössere und kleinere Tropfen auf, wobei durch die Reibung weiterhin Luft nachgesogen wird. Messungen zeigen, dass bei einer heutigen Industrieabwasser-Falleitung von 150 mm \varnothing mit Primärlüftung bei einem Strom von 400 l/min sauberem Wasser rund 4000 l/min Luft nachströmen. Je nach Abflussbedingungen am Fuss der Leitung entstehen in der Folge im Fallstrang unzulässig hohe Unter- und Überdruckspitzen (Bild 1). Durch Schaumzugabe werden diese Werte noch extremer.

In unkritischen Fällen werden Industrieabwässer wie bei der Sanitärinstallation durch die traditionellen Siphons von 50 bis 70 mm Geruchverschlusshöhe in die Falleitung geführt. Ergebnis grosser

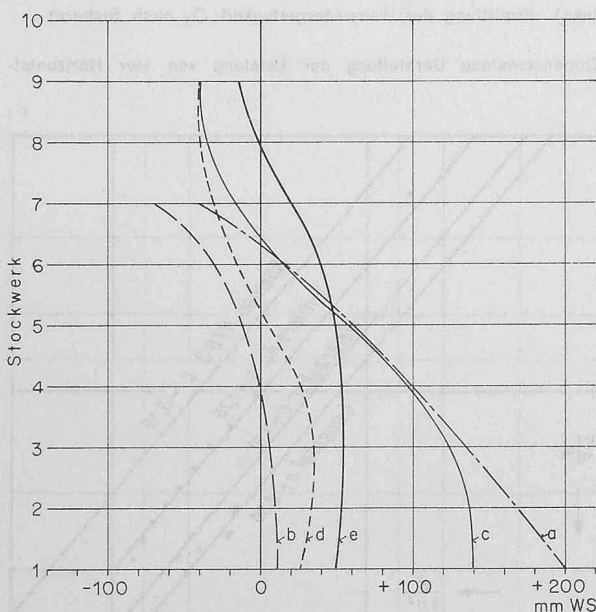


Bild 1. Maximale statische Drücke in fünf verschiedenen Fallleitungssystemen bei Dauerlauf von 400 l/min Wasser. Einlauf im zehnten Stockwerk



Bild 2. Zehnstöckiger, 25 m hoher Versuchsturm der Lehrwerkstätte der Stadt Bern