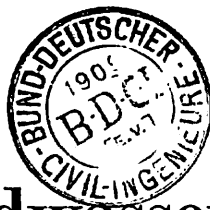


6,50 M.



B. RÖTTINGER B. D. C. L.

CIVILINGENIEUR

*Halle/Saale*

# Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis

Von

**Dr.-Ing. Joachim Schultze**

Privatdozent an der Technischen Hochschule  
zu Berlin

Mit 76 Textabbildungen



**Berlin**

Verlag von Julius Springer

1924

## Vorwort.

Seit der ersten, von Kyrieleis gegebenen erschöpfenden Darstellung des Fachgebietes der Grundwasser-Absenkung sind 11 Jahre verflossen; da dies Werk seit 4 Jahren vergriffen ist, da ferner die Bedeutung des Verfahrens eine so überragende wurde, daß ohne daselbe ein neuzeitlicher Baubetrieb in Deutschland überhaupt nicht mehr denkbar ist, erschien es erforderlich, eine neue Darstellung zu geben, um so mehr als in der Zwischenzeit die Entwicklung nicht unwesentlich vorgeschritten ist. In praktischer Hinsicht ist eine Vervollkommnung zu verzeichnen, die das Verfahren zu einem sicher wirksamen Hilfsmittel der Technik macht und die auch die Absenkung unter offenen Gewässern von den anfänglichen Gefahren und Unsicherheiten befreite; in wissenschaftlicher Hinsicht sind (größtenteils durch eigene Arbeiten des Verfassers) einige Lücken in der Erklärung und Berechnung der bei der Absenkung sich abspielenden Vorgänge geschlossen worden; hier seien u. a. erwähnt: die Gleichungen für die Absenkung unter offenen Gewässern, für die Abhängigkeit der Reichweite von der Betriebsdauer und vom Regenfall, für das Verhalten einer seitlich an undurchlässige Schichten angelehnten Anlage und für das Wiederansteigen des Grundwassers bei Stillstand der Wasserhaltung.

Trotz der engen Verwandtschaft mit dem Fachgebiet der Wassergewinnung wurde die bereits von Kyrieleis durchgeführte Beschränkung auf die Absenkungsanlagen beibehalten, da die Anlagen beider Fachgebiete in praktischer Hinsicht zu stark voneinander verschieden sind; trotzdem wird vorliegende Arbeit auch für den Wasserwerksingenieur mancherlei von Interesse bieten, wie umgekehrt die Literatur der Wassergewinnungsanlagen mit Nutzen für dies Buch verwertet wurde.

Den Herren Ingenieuren und den Firmen, die mir ihre wertvolle Unterstützung und Förderung liehen, sei hiermit verbindlichster Dank ausgesprochen, ebenso dem Verlag, der trotz der wirtschaftlichen Unsicherheit der Zeit die Durchführung des Werkes übernahm.

Charlottenburg  
im April 1924.

Joachim Schultze.

# Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung . . . . .	1
I. Theorie . . . . .	3
A. Lehrsätze der wagerechten Grundwasserbewegung . . . . .	3
1. Allgemeines . . . . .	3
2. Das ebene Problem . . . . .	6
3. Der Einzelbrunnen, Grundgleichungen . . . . .	7
4. Die Reichweite des Einzelbrunnens . . . . .	9
5. Einfluß der einzelnen Faktoren auf die Spiegelsenkung des Einzelbrunnens . . . . .	12
6. Ergiebigkeit des Einzelbrunnens . . . . .	16
7. Regenfall . . . . .	20
8. Ausspiegelung bei Stillstand der Haltung . . . . .	23
9. Vollanlage, Grundgleichungen . . . . .	27
10. Längliches Senkungsfeld . . . . .	31
11. Gefälle am Brunnenmantel . . . . .	32
12. Tief- und Sattelpunkt . . . . .	34
13. Reichweite der Vollanlage . . . . .	35
14. Ergiebigkeit der Vollanlage . . . . .	36
B. Sonderfälle . . . . .	37
1. Zwei-Brunnenanlage . . . . .	37
2. Seitliche Anlehnung an undurchlässige Schicht . . . . .	38
3. Brunnen in artesischer Schicht . . . . .	39
4. Brunnen in Gewässer-Nähe . . . . .	40
5. Brunnen in strömendem Grundwasser . . . . .	44
6. Brunnen in schmalem Grundwasserstrom . . . . .	46
7. Übereinanderliegende Schichten von verschiedener Durchlässigkeit . . . . .	49
C. Absenkung unter Gewässern . . . . .	51
1. Allgemeine Grundgleichung . . . . .	51
2. Längserstreckte Anlage . . . . .	52
3. Zentrische Anlage . . . . .	54
4. Sicherung gegen Wasserdurchbruch . . . . .	58
5. Tiefsenkung neben offenen Gewässern . . . . .	59
II. Ausführung . . . . .	63
A. Ausbildung der Anlage und ihrer Bestandteile . . . . .	63
1. Allgemeines . . . . .	63
2. Brunnen . . . . .	63
3. Sauger . . . . .	68
4. Saugleitung . . . . .	70

## Druckfehlerberichtigung.

S. 21, Gleichung 30; statt

$$R'' = \sqrt{R'^2 + \frac{H \cdot k \cdot 21600}{\beta} \cdot \frac{q - \pi q_{(s)} R'^2}{q - \frac{1}{3} \pi q_{(s)} \cdot R'^2} \cdot dT \dots 30)}$$

lies

$$R'' = \sqrt{R'^2 + \frac{H \cdot k \cdot 21600}{\beta} \cdot \frac{q - \pi q_{(s)} R'^2}{q - \frac{1}{3} \pi q_{(s)} \cdot R'^2} \cdot dT \dots 30)}$$

S. 53, vor Gleichung 106; statt

Es seien  $A$  und  $C$  der Festwerte ...

lies

Es seien  $A$  und  $C$  zwei Festwerte ...

Schultze, Grundwasserabsenkung.



## Inhaltsverzeichnis.

	V
	Seite
5. Tiefstaffelung . . . . .	72
6. Entlüftung . . . . .	76
7. Flach-Pumpen . . . . .	78
8. Tief-Pumpen . . . . .	80
9. Abflußleitung . . . . .	89
10. Kraftquelle . . . . .	90
<b>B. Berechnung . . . . .</b>	<b>93</b>
1. Vorentwurf . . . . .	93
2. Hauptentwurf . . . . .	98
3. Probesenkung . . . . .	99
<b>C. Absenkung unter offenen Gewässern . . . . .</b>	<b>103</b>
1. Absenkung an der „Inselbrücke“ . . . . .	103
2. Ursachen des Versagens . . . . .	106
3. Nutzanwendung . . . . .	109
4. Gelingen der späteren Flußunterfahrungen . . . . .	113
<b>D. Beispiele . . . . .</b>	<b>121</b>
1. Ammoniakbehälter in Halle . . . . .	121
2. Hauptbahnhof in Leipzig . . . . .	122
3. Kabelwerk in Gartenfelde . . . . .	126
4. Schleuse in Wemeldinge . . . . .	129
5. Schleuse in Plötzensee . . . . .	135
<b>III. Rechtsfragen . . . . .</b>	<b>136</b>
<b>Schriftenverzeichnis . . . . .</b>	<b>139</b>

## Einleitung.

Das Verfahren der Grundwasserabsenkung besteht im Niederbringen von Wasserentnahmebrunnen in Sand- oder Kiesboden und der stetigen Wasserförderung aus denselben; durch diese ständige Wasserentziehung wird im Wirkungsbereich der Anlage der Grundwasserspiegel abgesenkt, so daß bei entsprechender Ausbildung der Anlage ein beliebiger Teil des Erdreichs zur Erleichterung oder Ermöglichung irgendwelcher Bauarbeiten wasserfrei gehalten werden kann.

Um die außerordentlichen Vorzüge zu würdigen, die dies Verfahren bietet, muß man

sich vor Augen halten, wie vor Bekanntwerden desselben die Frage der Wasserhaltung bei Grundbauten gelöst wurde: entweder faßte man die Baugrube wasserdicht ein und versuchte dann die Trockenhaltung mit offener Wasserhaltung, oder man entschloß sich zur kostspieligen Druckluftgründung, ausnahmsweise wohl auch zur Gefriergründung.

Nun ist es praktisch kaum möglich, größere Baugrubenwandflächen völlig wasserdicht herzustellen, so daß hier die gefürchtete Hinterspülung der Wände droht, der in der Sohle die Triebsandführung der Drainage und Lockerung der Sohlenschicht entspricht; Überraschungen von schwerwiegenden Folgen sind dabei nicht selten, wobei nicht nur das eigene, sondern auch benachbarte Bauwerke gefährdet werden können.

Die Druckluftgründung vermeidet zwar die Ausspülungsgefahr, läßt aber die leichte Nachprüfbarkeit der Bauarbeiten vermissen und erfordert sehr hohe Kosten sowie eine längere Ausführungszeit als die mit offener Baugrube arbeitenden Verfahren.

Das Gefrierverfahren bietet zwar für bestimmte Sonderfälle große Vorteile, doch leidet es an einer gewissen Empfindlichkeit,

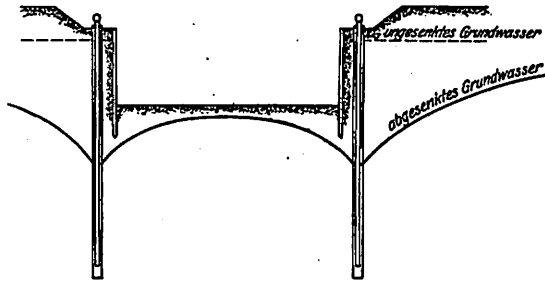


Abb. 1. Baugrubentrockenlegung durch Grundwasserabsenkung.

besonders gegen wechselnde Wasserstände und gegen bewegtes Grundwasser; auch gegen dies Verfahren sprechen die hohen Kosten.

Es ist daher nicht zu verwundern, daß das Grundwasser-Senkungsverfahren nach erfolgter Durchbildung sich in schnellem Aufstieg das Feld eroberte. Die ersten Anwendungen erfolgten durch Wasserwerks-Ingenieure, die Gelegenheit zur Erforschung der Grundwasserbewegung gehabt hatten; die Bedeutung für die Allgemeinheit der Bauingenieure setzte jedoch erst ein, als beim Bau der Berliner Untergrundbahn das Verfahren so durchgebildet wurde, daß es ein zuverlässiges und leicht zu behandelndes Hilfsmittel für den Tiefbaufachmann wurde.

Die glatte Durchführung der Untergrundbahnbauten auch im dichtbebauten Städtinneren, die Tiefgründung hochbeanspruchter Bauwerke, die schwierigen und gewagt erscheinenden Unterfangungen im gefährlichsten Triebssande, bei denen nicht die geringste Rißbildung auftrat, zeugen von der Hochwertigkeit des Verfahrens und erklären seine rasche Ausbreitung. Auch im schächtmäßigen Bergbau scheint das Verfahren jetzt ernsthaft den Wettbewerb mit den andern Ausführungsarten aufzunehmen.

Eine genaue Statistik über seine Verbreitung dürfte schwer zu beschaffen sein, da bereits zahlreiche kleine Unternehmungen das Verfahren in ihren Arbeitsbereich einbezogen; um einen gewissen Anhalt zu geben, sei erwähnt, daß allein die Siemens-Bauunion in den letzten Jahren dasselbe auf 13 Großbaustellen verwenden konnte, auf denen insgesamt eine Grundfläche von 193000 qm trockengelegt wurde; die Absenktiefe betrug hierbei bis zu 17,6 m, die Brunnenzahl 2070 Stück, die im Betrieb befindliche Saugleitung rd. 14000 lfd m.

Im Nachstehenden sei eine Darstellung des Verfahrens gegeben; zunächst wird im theoretischen Teil das Hauptgesetz für die Bewegung des Wassers in Filterschichten erläutert (Darcy) und auf den Einzelbrunnen angewendet, hierbei wird die Frage der Reichweite, der Ergiebigkeit und des Einflusses der Betriebsdauer behandelt; an die Ableitung der Gleichungen für die Mehrbrunnen-Anlage knüpft sich dann die Besprechung einiger Sonderfälle an, von denen als wichtigster hier der der Absenkung neben und unter offenen Gewässern erwähnt sei. In dem dann folgenden praktischen Teil wird die Anlage und ihre einzelnen Bestandteile beschrieben, gleichzeitig werden die für ihre Bemessung maßgebenden Gesichtspunkte erläutert; ausführlicher werden die Sonderfälle der Tiefsenkung und der Absenkung unter offenen Gewässern behandelt. Auch werden einige Beispiele aus der Praxis eingehend wiedergegeben. Den Abschluß bilden einige Betrachtungen über die Rechtsfragen, die durch die Ausdehnung der Absenkung auf Nachbarländereien entstehen.

## I. Theorie.

### A. Lehrsätze der wagerechten Grundwasserbewegung.

#### 1. Allgemeines.

Die Grundwasserabsenkung beruht auf der Tatsache des Verlustes an Druckhöhe, den das Wasser bei seiner Bewegung durch Bodenschichten hindurch erleidet. Die allgemeine Gleichung für die Beziehung zwischen Wasserbewegung und Druckhöhenverlust bei wagerechter Fließrichtung und bei gleichbleibendem Querschnitt lautet in ihrer einfachsten Form:

$$\frac{dh}{ds} = A \cdot V + B \cdot V^2 \dots \dots \dots 1)$$

Hier bedeutet  $dh$  den Druckverlust auf der Wegstrecke  $ds$ ,  $V$  die Wassergeschwindigkeit im betrachteten Kanalstückchen,  $A$  und  $B$  Festwerte, die von den Querschnittsverhältnissen und auch von der die Zähflüssigkeit beeinflussenden Temperatur abhängen; da aber die Temperatur des Grundwassers eine sehr gleichmäßige zu sein pflegt, so scheidet für unsre Gleichung der Einfluß der Temperatur auf die Festwerte  $A$  und  $B$  aus. Das Einheitsgewicht des Wassers sei = 1 gesetzt.

Im Glied  $A \cdot V$  ist hauptsächlich derjenige Teil des Druckverlustes dargestellt, der an der Außenleibung des Stromfadens durch Reibung entsteht, während im zweiten Glied  $B \cdot V^2$  derjenige Teil enthalten ist, der durch Wirbelbildung und innere Reibung entsteht.

Je nach der Größe der Geschwindigkeit im Vergleich mit den Festwerten überwiegt nun der Einfluß des ersten oder des zweiten Gliedes: beim Durchfließen von Bodenschichten ist der Umfang der einzelnen Durchflußkanälchen im Vergleich mit dem Querschnitt sehr groß, die Geschwindigkeit dagegen so gering, daß der Wert  $B \cdot V^2$  gegenüber  $A \cdot V$  vollkommen zurücktritt. Erst bei sehr gesteigerten Geschwindigkeiten macht sich der Einfluß des Gliedes  $B \cdot V^2$  bemerkbar. Für durchschnittliche Verhältnisse vereinfacht sich also unsre

Gl. 1) zu der Form:  $\frac{dh}{ds} = A \cdot V$ .

Wir betrachten jetzt einen vom Grundwasser durchflossenen Bodenwürfel, dessen Längskanten von der Länge 1 m der Strömung gleichgerichtet sein mögen, während der Querschnitt die Fläche  $F$  qm habe; die Poren, die das Wasser erfüllt und durchfließt, bilden nur einen Teil des Gesamtraumes, der als Hohlraum-Anteil bezeichnet sei; diese Poren kann man als Kanäle von außerordentlich stark wechselndem Querschnitt ansehen, die in Richtung des Grundwasserstromes durchflossen werden; in bezug auf ihre Kraftwirkung kann man sich die einzelnen Kanäle von wechselndem Querschnitt ersetzt denken durch ebensoviele Kanäle von gemitteltem Querschnitt; ist  $F' = \alpha \cdot F$  die Summe all dieser gemittelten Querschnitte, dann ist die sekundlich den Bodenquerschnitt  $F$  durchsickernde Wassermenge  $Q = V \cdot \alpha \cdot F$  und der Druckabfall auf der Strecke  $ds$  ist  $dh = \frac{A \cdot Q}{\alpha \cdot F} ds$ .

Faßt man den Wert  $\frac{\alpha}{A}$  zusammen und setzt ihn  $= k$ , so erhält man die wichtige Grundgleichung

$$k \cdot \frac{dh}{ds} = \frac{Q}{F} = v, \quad \dots \dots \dots 2)$$

wenn  $v$  die sekundlich durch die Flächeneinheit des Querschnittes sickernde Wassermenge ist, die man auch als Filterergiebigkeit oder Filtergeschwindigkeit bezeichnen kann; doch darf hierbei nicht vergessen werden, daß es sich um eine ideelle Geschwindigkeit handelt und daß dieselbe erheblich kleiner ist als der Mittelwert  $V$  der wirklichen Geschwindigkeiten.

Unsre Gl. 2) pflegt als das Darcysche Gesetz bezeichnet zu werden, da es von Darcy experimentell gefunden wurde; von Dupuit und andern Forschern wurde es bestätigt.

Gegen die Anwendung der Darcyschen Gleichung werden häufig Bedenken geäußert mit der Begründung, sie erfasse die wirklichen Verhältnisse nicht mit der genügenden Genauigkeit; es sind daher einige anderslautende Gleichungen aufgestellt worden, die für gesteigerte Geschwindigkeiten eine größere Genauigkeit aufweisen, für die auf unserm Gebiet maßgebenden niedrigen Geschwindigkeiten gibt aber die Darcysche Gleichung die besten Ergebnisse; treten vereinzelt und örtlich mittelgroße Geschwindigkeiten auf, so wäre es zwecklos, hier andre Gleichungen heranzuziehen und die durch sie bedingten Erschwernisse der Rechnung in Kauf zu nehmen, denn die in der Praxis angetroffenen Bodenverhältnisse pflegen so starke örtliche Ungleichmäßigkeiten aufzuweisen, daß hierdurch die Richtigkeit der Rechnung ausschlaggebend beeinträchtigt werden kann,

während der Gewinn an Genauigkeit durch Einführung anderer, für mittelgroße Geschwindigkeiten geltender Formeln unbedeutend ist.

Es wird in der Praxis viel mehr darauf ankommen, mit offenen Augen die Ergebnisse der Probebohrungen und Probesenkungen zu prüfen und richtig zu bewerten, als die Genauigkeit der theoretischen Gleichungen allzuweit zu treiben. Allerdings ist stets zu beachten, daß bei ausgesprochen großen Geschwindigkeiten das Darcysche Gesetz seine Gültigkeit verliert; da aber diese Geschwindigkeiten zu unwirtschaftlichen Verhältnissen der Senkungsanlage führen, ist die hieraus zu ziehende Folgerung die, auf die Vermeidung derselben durch entsprechende Ausbildung der Anlage hinzuwirken.

Der Durchlässigkeits-Festwert  $k$  (der „ $k$ -Wert“) spielt in der Praxis eine äußerst wichtige Rolle, ihm seien daher einige Worte gewidmet: seine Wesensart und seine Dimension zeigt sich am besten, wenn in Gl. 2)  $\frac{dh}{ds} = 1$  gesetzt wird; dann ist  $k = v$ . Man faßt also  $k$  am besten als diejenige Filtergeschwindigkeit auf, die, sich bei wagerechter Strömung in einer Bodenart für das Gefälle 1, also für die Neigung  $45^\circ$  des Grundwasserspiegels einstellt. Die Dimension des  $k$ -Wertes beträgt demnach m/sek; die gleiche Dimension hat die Filtergeschwindigkeit  $v$ .

Der  $k$ -Wert ist bei reinem Sand- oder Kiesboden von dessen Korngröße und Hohlraum-Anteil (Undichtigkeitsgrad) abhängig; seine experimentelle Bestimmung erfolgt in der Weise, daß die Bodenprobe in eine wagerecht anzuordnende Röhre eingebracht wird, durch die nun Wasser von bestimmtem Druckabfall unter genauer Messung der sekundlichen Durchflußmenge  $q$  hindurchgesandt wird; ist  $f$  der Röhrenquerschnitt, dann ist  $q = f \cdot k \cdot \frac{h}{l}$  oder  $k = \frac{q \cdot l}{f \cdot h}$ .

Die theoretische Ableitung des  $k$ -Wertes aus Korngröße und Hohlraum-Anteil des Bodens ist schwierig und höchst ungenau: in einem Raumteil des Bodens pflegt Korn von so außerordentlich verschiedener Größe enthalten zu sein, auch ist der Anteil der einzelnen Korngrößen am Gesamtaufbau derart verschiedenwertig, daß ein einfacher und zutreffender Schlüssel zur Ermittlung des Einflusses der mittleren Korngröße auf den  $k$ -Wert nicht gefunden werden kann. Der Hohlraum-Anteil wäre bei kugelförmiger Korngestalt und gleichmäßigem Korn unabhängig von der Korngröße; tatsächlich ist das Korn meist so ungleich, daß die Zwickel zwischen dem großen Korn durch Korn von entsprechend geringerer Größe gefüllt werden; je gleichmäßiger also das Korn, um so größer pflegt der Hohlraum-Anteil zu sein: bei feinem Sandboden, dem eine sehr gleichmäßige Körnung eigentümlich ist, ist der Hohlraum-Anteil größer als bei

größerem Sand. Nach Piefke war der Hohlraum-Anteil einiger von ihm genau untersuchter Proben bei Grand 24,9<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei grobem Sand 31,4<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei scharfem Sand 32,3<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei feinem Sand 33,6<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, bei sehr feinem Sand 34,0<sup>0</sup>/<sub>0</sub>. Von wesentlichem Einfluß auf den Hohlraum-Anteil ist auch die Korngestalt. Aus all diesen Umständen erklärt sich, daß der Hohlraum-Anteil zwischen 25<sup>0</sup>/<sub>0</sub> und 50<sup>0</sup>/<sub>0</sub> schwanken kann.

Sind auch nur geringe Beimengungen von Ton vorhanden, so beeinflussen diese den  $k$ -Wert derart ungünstig, daß hinter ihrem Einfluß der der Körnung und des Hohlraum-Anteils völlig zurücktritt: der Ton, der im Trockenzustand eine Körnung von Staubfeinheit besitzt, füllt bei Wasserzutritt dank seiner kolloidalen Eigenschaften die Hohlräume viel wirksamer aus, als es Gesteinstaub irgendwelcher Körnung vermag.

Die beste Art der Bestimmung des  $k$ -Wertes ist der Baustellen-Versuch, der im Kapitel II B 3 beschrieben ist.

## 2, Das ebene Problem.

Es sei jetzt ein Grundwasser-durchsetztes Erdreich betrachtet, das auf wagerechter, undurchlässiger Schicht (der „wassertragenden Sohle“) aufruhe und von 2 einander gleichlaufenden Kanälen durchschnitten sei; der Wasserspiegel der Kanäle werde dauernd in der auf Abb. 2 dargestellten Höhenlage gehalten, so daß je lfd. m Kanal

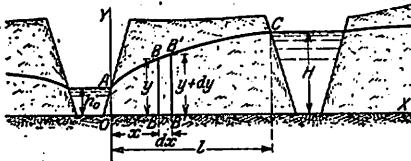


Abb. 2. Grundwasserspiegel zwischen zwei Kanälen.

ständig eine bestimmte Wassermenge  $q$  vom oberen zum unteren Kanal durch das Erdreich hindurchsickert. Der Grundwasserspiegel stellt sich dann im Beharrungszustande in einer bestimmten Bogenlinie  $AC$  ein, deren Gleichung gesucht sei. Die Ableitung dieser Gleichung war Dupuit zu verdanken.

Wir legen durch Punkt  $A$  die lotrechte  $Y$ -Achse und durch die Lagerfläche die wagerechte  $X$ -Achse; im Abstand  $x$  sei ein Querschnitt  $B-B'$  des Grundwasserstromes von der winkelrecht zur Bildebene gemessenen Breite 1 m betrachtet; hat hier der Spiegel das Gefälle  $\frac{dy}{dx}$  und wird im sehr kleinen Abstand  $dx$  der Schnitt  $B'-B'$  gelegt, so ist für jedes einzelne wagerecht zu denkende Sickerkanälchen zwischen  $B-B'$  und  $B'-B'$  am Einlaufende der Ebene  $B'-B'$  der Überdruck  $dy$  gegenüber dem Auslaufende in Ebene  $B-B'$  vor-

handen; es ist daher über den ganzen Querschnitt  $B-B$  hin die Sickergeschwindigkeit  $v = k \cdot \frac{dy}{dx}$ ; durch den Querschnitt sickert also sekundlich die Menge

$$q = y \cdot v = y \cdot k \cdot \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots 3)$$

hindurch.

Da durch jeden Querschnitt im Beharrungszustand die gleiche Menge fließt, ist Gl. 3) die Differentialgleichung der Spiegelfläche, die für jeden ihrer Punkte gilt. Durch Integration erhält man

$$\frac{1}{2} y^2 = \frac{qx}{k} + C \dots \dots \dots 4)$$

Für  $x=0$  ist  $y=h_0$ , so daß man durch Ausschneiden von  $C$  die Gleichung erhält

$$y^2 = h_0^2 + \frac{2q}{k} x \dots \dots \dots 5)$$

Für  $x=l$  ist  $y=H$ ; hieraus ergibt sich  $q = \frac{1}{2} \frac{k(H^2 - h_0^2)}{l}$  und

$$y^2 = h_0^2 + \frac{x(H^2 - h_0^2)}{l} \dots \dots \dots 6)$$

in dieser Gleichung kommt der  $k$ -Wert nicht vor, bei gegebenem Höhenunterschied ist die Spiegelfläche unabhängig von der Bodenart.

Ist nicht der Höhenunterschied der Kanalspiegel, sondern die durchsickernde Wassermenge  $q$  gegeben, so errechnet sich die obere Spiegelhöhe aus der Gleichung  $H^2 = h_0^2 + \frac{2ql}{k}$ .

### 3. Der Einzelbrunnen, Grundgleichungen.

Vom ebenen Problem sei zum dreidimensionalen Zustand des Einzelbrunnens übergegangen, dessen Spiegelgleichung von G. Thiem abgeleitet wurde;

es sei ein Brunnen vom Halbmesser  $r_0$  betrachtet, der bis auf die wagerechte undurchlässige Schicht hinabreicht; die Brunnenachse sei gleichzeitig die

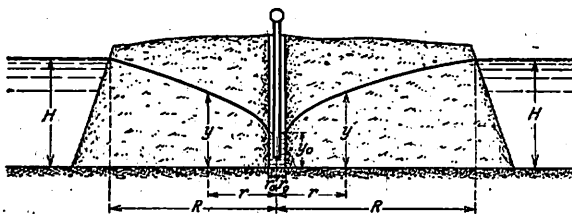


Abb. 3. Spiegelsenkung durch Einzelbrunnen.

Achse einer Insel vom Halbmesser  $R$ ; das außen anstehende und bis zur undurchlässigen Schicht hinabreichende Gewässer habe die Tiefe  $H$ .



Wird aus dem Brunnen ständig eine bestimmte Menge  $q$  je Sekunde entnommen, so stellt sich auch hier nach einer Übergangszeit ein Beharrungszustand der Bewegung ein: im Abstand  $r$  von der Achse habe der Spiegel die Höhe  $y$  und die Neigung  $\frac{dy}{dr}$ ; dann ist die Filtergeschwindigkeit an dieser Stelle  $v = k \cdot \frac{dy}{dr}$ ; da der durchflossene Rohrmantel-Querschnitt die Fläche  $2r \cdot \pi \cdot y$  besitzt, so ist die diesen Querschnitt sekundlich durchsickernde Wassermenge

$$q = 2r \cdot \pi \cdot y \cdot k \cdot \frac{dy}{dr} \dots \dots \dots 7)$$

Im Beharrungszustand ist  $q$  ein für alle Werte  $r$  gleichgroßer Betrag, so daß Gl. 7) die Differentialgleichung der Spiegelfläche ist, durch deren Integration die Gleichung erhalten wird:

$$y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln r + C \dots \dots \dots 8)$$

Zur Bestimmung von  $C$  hat man die Bedingung, daß für  $r = R$   $y = H$  ist; es ist also

$$H^2 - y^2 = \frac{q}{k \cdot \pi} \ln \left( \frac{R}{r} \right) \dots \dots \dots 9)$$

Die Spiegelhöhe am Brunnenmantel ist durch die Gleichung gegeben:

$$y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r_0} \dots \dots \dots 9a)$$

Für einen Quellbrunnen lautet Gl. 9) sinngemäß

$$H^2 - y^2 = - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \left( \frac{R}{r} \right).$$

Aus Gl. 9a) lassen sich einige wichtige Eigenschaften der Spiegelfläche ablesen: wächst der Halbmesser  $R$ , so nimmt der Wert  $\ln R$  anfänglich sehr stark zu, von einer gewissen Grenze an (etwa  $R = 400$  bis  $1200$ ) verlangsamt sich die logarithmische Zunahme derart, daß bei gegebenem  $H$  eine weitere Steigerung von  $R$  keinen irgendwie nennenswerten Einfluß auf den gesenkten Brunnenspiegel hat; liegt also der Außenringkanal jenseit dieses Grenzwertes, so spielt seine genaue Lage keine Rolle mehr, man kann ihn sich auch zugeworfen denken und erhält so den für die Praxis bedeutsamsten Fall eines zentral in grundwassererfülltem Gelände wirkenden Brunnens.

## 4. Die Reichweite des Einzelbrunnens.

Der Grenzwert  $R$  wird als Reichweite bezeichnet und meist auf Grund von Erfahrungen oder Beobachtungen von Fall zu Fall geschätzt. Für Durchschnittsanlagen von kürzerer Betriebsdauer genügt eine solche Schätzung, für große Anlagen, besonders für solche von langer Betriebsdauer wird eine genauere Erfassung der wirklichen Verhältnisse durch folgenden Gedankengang ermöglicht: der gedachte Außenringkanal vom Halbmesser der Reichweite  $R$  bedingt eine von den wirklichen Verhältnissen grundsätzlich abweichende Spiegelform; denn an der Wandung des Kanals stößt — entgegen der Wirklichkeit — sein Spiegel mit dem des Senkungstrichters in einem zwar außerordentlich kleinen, rechnerisch jedoch durchaus noch erfaßbaren Gefälleknick zusammen. Der Kanalspiegel (oder im gedachten Fall der Zuschüttung der unberührte Grundwasserspiegel) hat die Neigung  $\frac{dy}{dr} = 0$ , während der anstoßende Spiegel des Senkungstrichters das

Gefälle besitzt  $\frac{dy}{dr} = \frac{q}{2R \cdot \pi \cdot k \cdot H}$ ; die Übertragung dieser geknickten

Spiegelform auf die wirklichen Grundwasserverhältnisse würde zu der Folgerung führen, daß der unmittelbar innerhalb der Reichweite liegende Rohrmantelquerschnitt vom Halbmesser  $R - dr$  die sekundliche Menge  $q$  zum Brunnen hin durchsickern läßt, während der Mantelquerschnitt vom Halbmesser der Reichweite  $R$  selbst kein Wasser zum Brunnen hin entsendet.

Auch die Erfahrungen der Praxis besagen, daß es eine feststehende Reichweite in dem früher angenommenen Sinne nicht gibt, daß vielmehr bei sehr großen Entnahmen noch nach Monaten ein zwar langsames, aber doch meßbares Vorrücken der Reichweite stattfindet.

Wird nun die Reichweite als zeitlich veränderlich angesehen und als diejenige Entfernung vom Brunnen umschrieben, die zu einem betrachteten Zeitpunkt den ungestörten, ruhenden Grundwasserkörper von dem im Saugbereich des Brunnens stehenden Grundwasserkörper trennt, so drängt sich die Frage auf: wie soll man sich das aus letzterem ständig entnommene Wasser ersetzt denken, wenn außerhalb der Reichweite keine Bewegung zum Brunnen hin stattfindet.

Wird der Einfluß des Regens ausgeschaltet, der nur für größere Anlagen eine wesentliche Rolle spielt, so ist die ständige Speisung des dem Brunnen zustrebenden Grundwasserstromes nur durch Eintreten derjenigen Wassermengen in den Grundwasserstrom zu erklären, die durch die fortschreitende Senkung des Spiegels frei werden.

Diese Senkung muß offenbar in den Außenbezirken größer sein als in Brunnennähe; bezeichnen wir die sekundliche Senkung im Abstand der augenblicklichen Reichweite mit  $\frac{\partial H}{\partial t}$ , so kann für einen Punkt im Abstand  $r$  vom Brunnen die fortschreitende Senkung durch die Gleichung ausgedrückt werden:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial H}{\partial t} \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^n.$$

Es wird Sache der Praxis sein, festzustellen, welcher Wert  $n$  die beste Übereinstimmung mit der Wirklichkeit ergibt. Wir wollen hier  $n = 1$  setzen; sollten die Beobachtungen der Praxis einen anderen Wert für  $n$  ergeben, so bietet die entsprechende Änderung der nachstehend abgeleiteten Gleichungen keine Schwierigkeit.

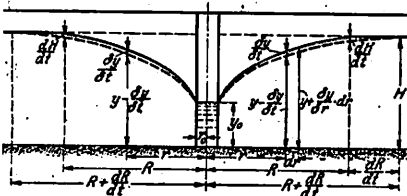


Abb. 4. Zunahme der Senkung und Vorschub der Reichweite.

Über dem Ring von der Grundfläche  $2r \cdot \pi \cdot dr$  wird durch Senkung des Spiegels sekundlich die Wassermenge frei

$$2 \frac{\partial y}{\partial t} r \cdot \pi \cdot dr \beta = 2 \beta \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \pi \frac{r^2}{R} dr,$$

wenn  $\beta$  die Undichtigkeitsziffer des Bodens ist.

Fällt Regen, so erhält dieser Ring gleichzeitig den Wasserzuwachs  $2r \pi q_{(s)} dr$ , wenn  $q_{(s)}$  die sekundliche Regenmenge ist.

Über der Kreisfläche vom Halbmesser  $r$  wird also der Grundwasserstrom von der in lotrechtem Sinne anfallenden Menge gespeist

$$2 \beta \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \cdot \pi \int_0^r \frac{r^2}{R} dr + 2 \pi q_{(s)} \int_0^r r \cdot dr = \frac{2}{3} \frac{r^3}{R} \pi \beta \frac{\partial H}{\partial t} + r^2 \pi \cdot q_{(s)}.$$

Durch den Mantel vom Halbmesser  $r$  tritt ferner in wagerechter Richtung die Menge ein  $2r \cdot \pi \cdot y \cdot k \cdot \frac{dy}{dr}$ , es ist also

$$q = 2r \cdot \pi \cdot y \cdot k \cdot \frac{dy}{dr} + \frac{2}{3} \frac{r^3}{R} \beta \pi \cdot \frac{\partial H}{\partial t} + r^2 \pi q_{(s)}. \quad (10)$$

Da für  $r=R$  das ungestörte Grundwasser beginnt, also  $\frac{dy}{dr} = 0$  ist, so wird  $q = R^2 \pi q_{(s)} + \frac{2}{3} R^2 \beta \pi \cdot \frac{\partial H}{\partial t}$ , also

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{3}{2} \frac{q}{\beta \cdot R^2 \pi} - \frac{3}{2} \frac{q_{(s)}}{\beta} \dots \dots \dots 11)$$

Trennen wir in Gl. 10 die Unbekannten und setzen  $\frac{\partial H}{\partial t}$  aus Gl. 11) ein, so erhalten wir

$$2 y \cdot dy = \frac{q \cdot dr}{\pi \cdot k \cdot r} - \frac{r \cdot q_{(s)} \cdot dr}{k} - \frac{r^2 \cdot q \cdot dr}{R^2 \pi k} + \frac{r^2 q_{(s)} \cdot dr}{R \cdot k} \dots 12)$$

Durch Integration erhalten wir

$$H^2 - y^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r} - \frac{q_{(s)} (R^2 - r^2)}{2 k} - \frac{q (R^3 - r^3)}{3 \pi k R^3} + \frac{q_{(s)} (R^3 - r^3)}{3 k R} \dots 13)$$

Für  $r=r_0$  wird, wenn wir die mit  $r_0^2$  und  $r_0^3$  behafteten Glieder gegenüber  $R^2$  und  $R^3$  als unendlich klein vernachlässigen,

$$\begin{aligned} H^2 - y_0^2 &= \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r_0} - \frac{q_{(s)} R^2}{2 k} - \frac{q}{3 \pi \cdot k} + \frac{q_{(s)} R^2}{3 k} \\ &= \frac{q}{\pi \cdot k} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) - \frac{q_{(s)} \cdot R^2}{6 k} \dots \dots \dots 14) \end{aligned}$$

$$y_0 = \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) + \frac{q_{(s)} \cdot R^2}{6 k}} \dots \dots \dots 15)$$

Differenzieren wir Gl. 14) nach  $\partial t$ , so erhalten wir

$$2 H \cdot \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial R}{\partial t} \left[ \frac{q}{\pi k R} - \frac{R \cdot q_{(s)}}{3 k} \right] \dots \dots \dots 16)$$

$$\frac{\partial R}{\partial t} = \frac{2 H \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \cdot \pi k \cdot R}{q - \frac{1}{3} R^2 \pi \cdot q_{(s)}} = \frac{3 H \cdot \pi \cdot k \cdot R \cdot (q - q_{(s)} \cdot \pi R^2)}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta (q - \frac{1}{3} R^2 \cdot \pi \cdot q_{(s)})} \dots 16a)$$

$$\frac{\partial R}{\partial t} = \frac{3 H k}{\beta \cdot R} \cdot \frac{q - q_{(s)} \pi R^2}{q - \frac{1}{3} q_{(s)} \pi \cdot R^2} \dots \dots \dots 16b)$$

Fällt kein Regen, so wird

$$\frac{\partial R}{\partial t} = \frac{3 H \cdot k}{\beta R} \dots \dots \dots 17)$$

oder

$$R = \sqrt{\frac{6 H k t}{\beta}}; \dots \dots \dots 18)$$

wird die Zeit in Stunden ausgedrückt, so erhält man

$$R = 60 \sqrt{\frac{6 H \cdot k \cdot T}{\beta}} \dots \dots \dots 18a)$$

Setzen wir diesen Wert in Gl. 15) ein, so erhalten wir

$$y_0 = \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{60}{r_0} \sqrt{\frac{6 H k \cdot T}{\beta}} - \frac{1}{3} \right)} \dots \dots 19)$$

**5. Einfluß der einzelnen Faktoren auf die Spiegelsenkung des Einzelbrunnens.**

Wie aus Gl. 18a) hervorgeht, ist der Vorschub der Reichweite unabhängig von der Entnahme, solange kein Regen fällt; dagegen spielt gemäß Gl. 19) für die im Brunnen erzielbare Senkung die Größe der Entnahme neben der Betriebsdauer eine ausschlaggebende Rolle.

Für verschiedene Werte  $H, k, T, q$  sei die Reichweite und die im Brunnen erzielte Senkung in Zahlentafel I bis III und Schaubildern aufgetragen. Die Undichtigkeitszahl sei mit  $\beta = 0,3$  angesetzt.

Zahlentafel I

Reichweite und Brunnesspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer in regenloser Zeit unter folgenden Annahmen:

$$H = 5 \text{ m} \quad k = 0,002 \quad \beta = 0,3 \quad R = 60 \cdot \sqrt{\frac{6 \cdot 5 \cdot 0,002 \cdot T}{0,3}} = 27 \sqrt{T}$$

$$q = 0,003 \text{ bzw. } 0,006 \quad r_0 = 0,15$$

T (Stunden)	1	2	3	4	5	6	12	24	48	72	96	120	240	1200
Tage	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{4,8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	2	3	4	5	10	50
R	27	38	46,6	54	60,2	66,1	93,5	132	187	229	264	296	418	934
für $y_0$	4,76	4,75	4,735	4,73	4,722	4,720	4,70	4,68	4,665	4,655	4,650	4,64	4,62	4,58
$q = 0,003$ für $s_0$	0,24	0,25	0,265	0,27	0,278	0,280	0,30	0,32	0,335	0,345	0,35	0,36	0,38	0,42
für $y_0$	4,51	4,48	4,455	4,44	4,43	4,416	4,38	4,34	4,305	4,28	4,27	4,25	4,21	4,12
$q = 0,006$ für $s_0$	0,49	0,52	0,545	0,56	0,57	0,584	0,62	0,66	0,695	0,72	0,73	0,75	0,79	0,88

Zahlentafel II.

Reichweite und Brunnesspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer in regenloser Zeit unter folgenden Annahmen:

$$H = 10 \text{ m} \quad k = 0,002 \quad \beta = 0,3 \quad R = 60 \cdot \sqrt{\frac{6 \cdot 10 \cdot 0,002 \cdot T}{0,3}} = 38 \sqrt{T}$$

$$q = 0,006 \text{ bzw. } 0,012 \quad r_0 = 0,15$$

T (Stunden)	1	2	3	4	5	6	12	24	48	72	96	120	240	1200
Tage	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{4,8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	2	3	4	5	10	50
R	38	53,5	65,7	76	85	93	132	186	263	322	372	416	589	1318
für $y_0$	9,75	9,735	9,720	9,715	9,710	9,705	9,685	9,670	9,655	9,645	9,640	9,630	9,614	9,570
$q = 0,006$ für $s_0$	0,25	0,265	0,280	0,285	0,290	0,295	0,315	0,330	0,345	0,355	0,360	0,370	0,386	0,430
für $y_0$	9,490	9,457	9,435	9,420	9,410	9,400	9,365	9,323	9,295	9,273	9,260	9,245	9,210	9,120
$q = 0,012$ für $s_0$	0,510	0,543	0,565	0,580	0,590	0,600	0,635	0,677	0,705	0,727	0,740	0,755	0,790	0,880

Zahlentafel III.

Reichweite und Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer in regenloser Zeit unter folgenden Annahmen:

$$H = 10 \text{ m} \quad k = 0,001 \quad \beta = 0,3 \quad R = 60 \cdot \sqrt{\frac{6 \cdot 10 \cdot 0,001 \cdot T}{0,3}} = 27 \sqrt{T}$$

$$q = 0,003 \text{ bzw. } 0,006 \quad r_0 = 0,10$$

T (Stunden)	1	2	3	4	5	6	12	24	48	72	96	120	240	1200	
Tage	1/24	1/12	1/8	1/6	1/5	1/4	1/3	1/2	1	2	3	4	5	10	50
R	27	38	46,6	54	60,2	66,1	93,5	132	187	229	264	296	418	934	
für $q = 0,003$	$y_0$	9,74	9,73	9,72	9,715	9,71	9,70	9,69	9,66	9,65	9,64	9,63	9,62	9,61	9,57
	$s_0$	0,26	0,27	0,28	0,285	0,29	0,30	0,31	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,43
für $q = 0,006$	$y_0$	9,48	9,45	9,43	9,41	9,40	9,39	9,36	9,33	9,28	9,26	9,25	9,24	9,20	9,12
	$s_0$	0,52	0,55	0,57	0,59	0,60	0,61	0,64	0,67	0,72	0,74	0,75	0,76	0,80	0,88

In Abb. 5 und 7 ist der Einfluß der Reichweite auf die Senkung im Brunnen dargestellt, die in logarithmischem Sinne zunimmt, wenn

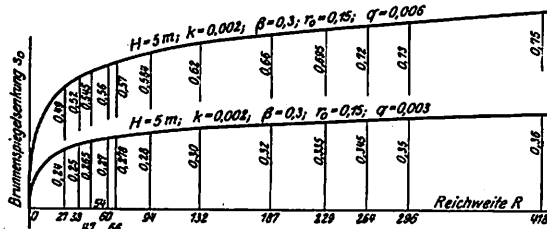


Abb. 5. Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Reichweite.

die Reichweite um gleiche Beträge zunimmt; der Einfluß der Höhe  $H$  der wasserführenden Schicht macht sich in der Weise bemerkbar, daß die Senkung um so geringer ausfällt, je größer diese Höhe  $H$

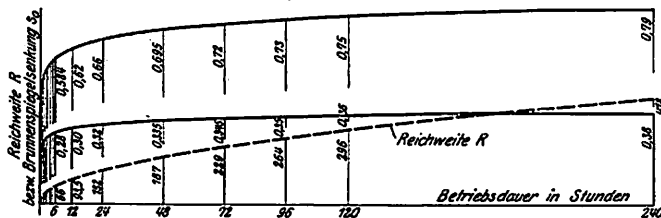


Abb. 6. Reichweite und Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer ( $H = 5 \text{ m}$ ,  $k = 0,002$ ,  $\beta = 0,3$ ,  $r_0 = 0,15$ ,  $q = 0,003$  bzw.  $0,006$ ).

ist; dagegen nimmt die Senkung etwa in gleichem Verhältnis zu, in welchem die Fördermenge gesteigert wird.

Das Schaubild ändert sich, sowie man die Zeit als die ursprüngliche Einheit ansieht, auf die man die übrigen Größen bezieht.

Aus Abb. 6 und 8 ist ersichtlich, daß die Reichweite in parabolischem Sinne zunimmt, wenn die Betriebsdauer um gleiche Zeit-

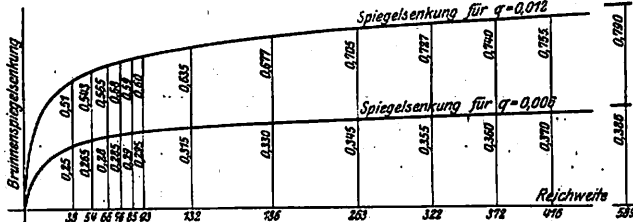


Abb. 7. Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Reichweite ( $H=10$  m,  $k=0,002$ ,  $\beta=0,3$ ,  $r_0=0,15$ ,  $q=0,006$  bzw.  $0,012$ ).

spannen ausgedehnt wird; die Senkung im Brunnen ist in den allerersten Zeitabschnitten durch ein sehr starkes Ausmaß der Zunahme gekennzeichnet, doch läßt dies Ausmaß schon nach wenigen Stunden in plötzlicher Änderung nach, so daß von nun an der in gleichen Zeitspannen durch gleichbleibende Förderung erzielte Zuwachs an

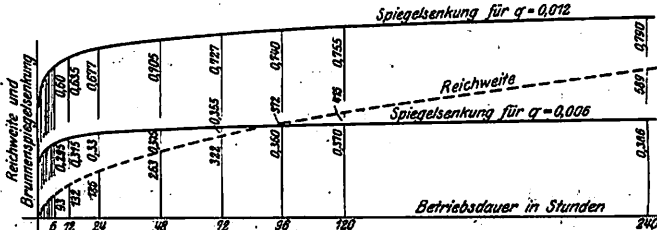


Abb. 8. Reichweite und Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer ( $H=10$  m,  $k=0,002$ ,  $\beta=0,3$ ,  $r_0=0,15$ ,  $q=0,006$  bzw.  $0,012$ ).

Senkung auf ein geringes und weiterhin noch ständig abnehmendes Maß herabsinkt.

Wie aus Gl. 18) sowie aus dem Vergleich von Abb. 6 und 8 hervorgeht, ist der Vorschub der Reichweite um so stärker, je größer die Höhe der wasserführenden Schicht ist.

Der  $k$ -Wert ist in Gl. 15) mit dem Wert  $q$  derart gekuppelt, daß die Gleichung bei fehlendem Regen unverändert bleibt, wenn man sowohl  $k$  wie  $q$  mit dem gleichen Betrag  $n$  vervielfältigt: hat man also 2 verschiedene Bodenarten von der Durchlässigkeit  $k_1$  bzw.  $k_2 = n \cdot k_1$ , so muß man bei der zweiten Bödenart die Wassermenge  $q_2 = n \cdot q_1$  fördern, wenn man dieselbe Senkung erzielen will, die man

bei gleicher Reichweite  $R$  im Boden von der Durchlässigkeit  $k_1$  mit der Fördermenge  $q_1$  erzielt. Doch darf hierbei nicht übersehen werden, daß man diese Reichweite  $R$  im durchlässigeren Boden entsprechend Gl. 18) frühzeitiger erreicht als im Boden vom kleineren  $k$ -Wert.

Wir hatten gesehen, daß eine um so größere Senkung des Brunnen- spiegels erreicht wird, je geringer die Höhe der wasserführenden Schicht ist. Nun hat man es bis zu gewissem Grade in der Hand, die Schichthöhe zu bestimmen, denn die Beobachtungen der Praxis besagen, daß bei einem nicht bis zur wassertragenden Sohle gebohrten Brunnen als Schichthöhe nicht die volle Höhe der Grundwasserschicht wirkt, sondern daß unterhalb der durch die Brunnensohle gelegten, der ungestörten Spiegelebene gleichgerichteten Ebene eine nennenswerte Bewegung nicht mehr stattfindet, daß wir also als Höhe der bewegten Wasserschicht die Höhe zwischen Brunnensohle und ungestörtem Wasserspiegel ansehen können.

Es ist dies daraus zu erklären, daß das Aufsteigen des Wassers aus der unter Brunnensohle liegenden Schicht zum Brunnen hin einen so großen Kraftmehraufwand gegenüber der wagerechten Bewegung erfordern würde, daß sie nach dem Gesetz vom geringsten Arbeitsaufwand ausgeschaltet ist. Selbstredend dürfen die Brunnen nicht allzu seicht angeordnet werden, da bei einer Überspannung der Verhältnisse die Gültigkeitsgrenzen überschritten werden. Bei allzu seichten Brunnen wird auch das unterhalb ihrer Sohle befindliche Wasser in Bewegung versetzt, so daß hier unsre Grundgl. 8) ihre Gültigkeit verliert.

Forchheimer hat auf Grund eingehender Versuche folgende Gleichung für die Beziehung zwischen der Spiegelhöhe in seichten Brunnen und der Spiegelhöhe in Brunnen von voller Tiefe gegeben:

$$\frac{H^2 - T^2}{H^2 - h^2} = \sqrt{\frac{T}{t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{T}{2T-t}} \quad (20)$$

Hierin bedeutet  $T$  die Spiegelhöhe im seichten Brunnen über der wassertragenden Sohle,  $h$  die gedachte Spiegelhöhe des Vollbrunnens, wenn aus ihm die gleiche Menge gefördert wird wie aus dem seichten Brunnen, und  $t$  die gedachte Spiegelhöhe im Vollbrunnen über der Sohle des seichten Brunnen.

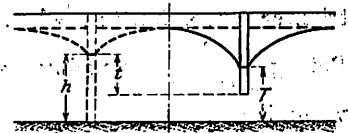


Abb. 9. Absenkung in seichtem Brunnen.

Der Unterschied beider Spiegelhöhen ist unmittelbar neben dem Brunnen am bedeutendsten, während er schnell mit wachsendem Abstand vom Brunnen abnimmt, so daß er bei der weiter unten zu besprechenden Mehrbrunnenanlage vernachlässigt werden kann; in der



Praxis wird man daher die Gleichung nur auf den Einzelbrunnen und nur dort anwenden, wo es sich um besonders seichte Brunnen handelt. Besonders seichte Brunnen wird man aber nur im Notfall verwenden, da man bei ihnen die Gefahr zu geringer Ergiebigkeit in Kauf nehmen muß (s. Gl. 27); wie weiter unten ausgeführt wird, pflegt die Schwierigkeit der Betriebsgestaltung weniger in der Bemessung der Pumpenleistung zu liegen, als in der Schaffung des Zulaufs von der rechnerisch erforderlichen Größe. Es kommt hinzu, daß man bei wichtigen Anlagen die zu erwartende Senkung nicht durch unmittelbare Berechnung aus einem theoretischen  $k$ -Wert ermittelt, sondern durch Probeabsenkungen und die zugehörigen Vergleichsrechnungen, bei denen sich der durch Beiseitelassen der Gl. 20) begangene Fehler bis zu gewissem Grade selbst ausschaltet (s. Kap. II B 3).

Geht man dem Einfluß des Brunnenhalbmessers  $r_0$  auf die Senkung in irgendeinem außerhalb gelegenen Punkte nach, so erkennt man an dem Fehlen des Wertes  $r_0$  in Gl. 13), daß ein solcher Einfluß theoretisch nicht besteht: für einen beliebigen Punkt außerhalb des Brunnenmantels ist bei sonst gleichen Verhältnissen die Senkung dieselbe, ob man das Wasser aus einem Brunnen von geringem oder großem Halbmesser entnimmt; die Grenzen, die der Giltigkeit dieses Satzes gezogen sind, werden später besprochen werden.

Die am Brunnenmantel erzielte Senkung ist  $s_0 = H - y_0$ . Schreiben wir für  $r = r_0$  Gl. 15) in der Form an

$$(H + y_0)(H - y_0) = \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right),$$

so ergibt sich

$$s_0 = H - y_0 = \frac{q}{\pi k (2H - s_0)} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right). \quad \dots \quad 21)$$

Diese Gleichung besagt, daß die Senkung am Brunnenmantel angenähert verhältnismäßig den Fördermengen ist, wenn diese nicht allzustark verschieden voneinander gewählt wurden, oder wenn die wasserführende Schicht der Höhe nach nicht allzustark vom Senkungstrichter angeschnitten wird, denn in diesen beiden Fällen ist der Betrag  $\frac{1}{2H - s_0}$  nur sehr unwesentlich von dem Betrag  $\frac{1}{2H - s_0 - ds_0}$  verschieden.

## 6. Ergiebigkeit des Einzelbrunnens.

Für den Wasserwerksingenieur ist Gl. 21) bei Voruntersuchungen von großem Wert: will er die Ergiebigkeit eines neu gebohrten Brunnens ermitteln, so kann er hierzu nicht die schweren, die Ergiebigkeit erschöpfenden Pumpen heranzuführen; es genügt meist, mit kleiner Pumpe

eine geringe Senkung zu erzielen und sowohl diese wie die zugehörige Fördermenge genau zu bestimmen; ergibt sich dann aus der ebenfalls zu messenden Schichthöhe  $H$ , daß ohne Bedenken eine  $z$ -fache Senkung durchgeführt werden kann, dann ist aus Gl. 21 zu schließen, daß als Ergiebigkeit der Betrag  $zq$  angesetzt werden kann.

Den Bruch  $\frac{q}{s_0}$  bezeichnet man als Einheits-Ergiebigkeit; doch ist er als kennzeichnender Festwert einer Bodenart nur unter den angegebenen Einschränkungen anzusehen; denn tatsächlich ist die zwischen  $q$  und  $s_0$  bestehende Gleichung nicht linearer, sondern parabolischer Natur; sie lautet:

$$s_0 = H - y_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{k \cdot \pi} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right)}. \dots 22)$$

Tragen wir in Abb. 10 zu jeder Senkung  $s_0$  die zugehörige Entnahme auf, so erhalten wir eine Parabel, deren oberster Teil eine so schwache Krümmung aufweist, daß man hier den Bruch  $\frac{q}{s_0}$  wohl als Festwert ansehen kann.

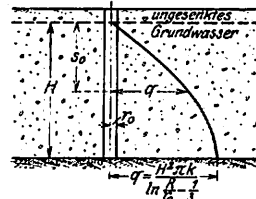


Abb. 10. Beziehung zwischen Entnahme und Brunnenpiegelsenkung.

Der Schnittpunkt der Parabel mit der wassertragenden Sohle hat die Abszisse  $q = \frac{H^2 \cdot \pi k}{\ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3}}$ ; daß die Parabel die wasser-

tragende Sohle überhaupt schneiden soll, ist ein Widerspruch in sich selbst, wie man sofort erkennt, wenn man die zugehörigen Werte des Brunnenmantel-Spiegelgefälles aufträgt. Dies Spiegelgefälle errechnet sich aus der Gleichung

$$\frac{dy_0}{dr} = \frac{q}{2 r_0 \pi k y_0} = \frac{q}{2 r_0 \pi k (H - s_0)} \dots 23)$$

und nähme für  $s_0 = H$  den unmöglichen Wert  $\infty$  an.

Es ist also erforderlich, die Grenzen zu bestimmen, die der Gültigkeit der Gl. 22) gezogen sind.

Die Grundlage unserer Ableitungen bildete das Darcysche Gesetz, das aber nur bei geringen Geschwindigkeiten, bei geringem Gefälle gültig ist, und das bei gesteigertem Gefälle in das Gesetz übergeht  $\frac{dy}{dx} = A \cdot v + B \cdot v^3$ . Die ideelle Grenze zwischen beiden Gesetzen sei

durch durch das Gefälle  $\frac{dy}{dx} = m$  gekennzeichnet; ist dies Gefälle  $m$

überschritten, so nimmt es nicht mehr in einfachem, sondern in quadratischem Verhältnis mit der Geschwindigkeit zu.

Wird also durch gesteigerte Entnahme das Spiegelgefälle am Brunnen so erhöht, daß es den Wert  $m$  überschreitet, so würde von nun an die Einlaufgeschwindigkeit mit der Steigerung des Gefälles nicht mehr Schritt halten; da gleichzeitig die Höhe  $y_0$  des Einlaufquerschnitts abnimmt, so ist die Folge eine derartige Drosselung des Einlaufs, daß bei Erreichung des Grenzgefälles  $m$  auch der Größtwert der Entnahme, die Ergiebigkeit des Brunnens erreicht ist, die wir mit  $E$  bezeichnen wollen.

Bei der Bemessung der Zahl  $m$  ist zu berücksichtigen, daß bei der in Brunnennähe gesteigerten Geschwindigkeit die Gefahr vorliegt, daß feine Bodenteilchen mitgerissen und bei zu grobem Filter in den Brunnen gespült werden; es wird daher das Filter aus Sicherheitsgründen feiner zu wählen sein, als es der durchschnittlichen Feinheit des Bodens entspricht; der  $k$ -Wert des Filters ist dann geringer als der des Bodens; dies Verhältnis wird häufig dadurch noch ungünstiger, daß die mitgerissenen, am Filter zurückgehaltenen feinsten Bodenteilchen hier einen Mantel von besonders geringem, mit der Betriebsdauer noch ständig abnehmenden  $k$ -Wert bilden, der zur Drosselung des Zulaufs wesentlich beitragen kann. Es entsteht hierdurch der „Brunnenwiderstand“. Mit Rücksicht hierauf wird man dort, wo Beobachtungen fehlen, die Zahl  $m$  mit  $1\frac{1}{2}$  bis  $2\frac{1}{2}$  bemessen können.

Wird vorausgesetzt, daß ein Brunnen auf seine volle Ergiebigkeit beansprucht sei, also die Wassermenge  $E$  liefere, dann bestehen die beiden Gleichungen

$$E = 2 r_0 \pi y_0 m k \dots \dots \dots 24)$$

$$y_0^2 = H^2 - \frac{E}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) \dots \dots \dots 25)$$

Der der Ergiebigkeit entsprechende, die Gültigkeitsgrenze der Gl. 22) bestimmende Wert  $y_0$  ergibt sich aus beiden Gleichungen zu

$$y_0 = -r_0 m \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) + \sqrt{H^2 + r_0^2 m^2 \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right)^2} \dots 26)$$

Die Ergiebigkeit  $E$  errechnet sich am einfachsten durch Einsetzen des so errechneten  $y_0$  in Gl. 24); soll  $E$  unabhängig von  $y_0$  errechnet werden, so ergibt sich durch Ausschneiden von  $y_0$  die Gleichung

$$\left. \begin{aligned} E = & -2 r_0^2 m^2 \pi k \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) \\ & + \sqrt{(2 H r_0 m \pi k)^2 + \left[ 2 r_0^2 m^2 \pi k \left( \ln \frac{R}{r_0} - \frac{1}{3} \right) \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots 27)$$

Aus dieser Gleichung geht hervor, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die Ergiebigkeit verschiedener Bodenarten sich verhält wie ihr  $k$ -Wert, vorausgesetzt, daß der Wert  $m$  der gleiche ist.

Trägt man die Ergiebigkeit in ihrer Abhängigkeit vom Brunnenhalbmesser auf, so findet man, daß beide Werte einander nahezu verhältnisgleich sind; betrachtet man andererseits die Kosten eines

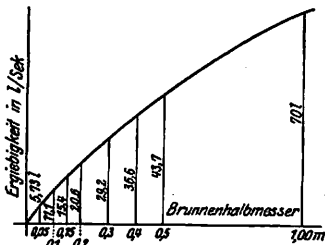


Abb. 11. Abhängigkeit der Ergiebigkeit vom Brunnenhalbmesser ( $k = 0,002$ ,  $m = 1$ ,  $R = 500$  m,  $H = 10$  m).

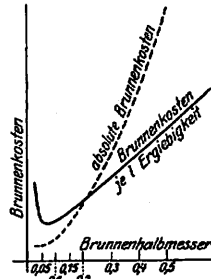


Abb. 12. Schematische Darstellung der Abhängigkeit der Brunnenherstellungskosten sowie der auf 1 l Ergiebigkeit bezogenen Brunnenherstellungskosten vom Brunnenhalbmesser

Brunnens in ihrer Abhängigkeit vom Halbmesser, so ist für geringe Werte  $r_0$  (etwa bis zu 0,1) die darstellende Kurve nur von schwacher Neigung, um dann entsprechend der zu fördernden Bodenmenge quadratisch zu steigen; bildet man also den Bruch  $\left\{ \frac{\text{Kosten}}{\text{Ergiebigkeit}} \right.$  (der gleichbedeutend ist mit den je Liter Ergiebigkeit aufzuwendenden Kosten) für die verschiedenen Werte  $r_0$ , so erhält man eine Kurve etwa von obenstehender Gestalt (s. Abb. 12); es wäre also unwirtschaftlich, eine Steigerung der Ergiebigkeit durch eine Vergrößerung des Brunnenhalbmessers über den Wert 0,15 erzielen zu wollen, genügt die Ergiebigkeit eines solchen Brunnens nicht, so ist die Brunnenzahl zu vermehren.

Der Einfluß des Brunnenhalbmessers auf die Ergiebigkeit und die erzielbare Absenkung geht aus Abb. 13 hervor; man ersieht leicht, daß man die Niederzwingung des Spiegels auf eine bestimmte Höhenlage nicht etwa durch beliebige Steigerung der Pumpenleistung erreichen kann, daß vielmehr die Vorbedingung die entsprechende Bemessung des Brunnenhalbmessers ist.

Bei Überbemessung der Pumpe findet nach kurzer Zeit das gefürchtete Abreißen des Wasserfadens statt, das sich sofort erklärt, wenn der Einfluß der Betriebsdauer auf die Ergiebigkeit betrachtet wird.

Übernehmen wir aus Gl. 18a) den Wert  $R = 60 \sqrt{\frac{6 H k T}{\beta}}$  und setzen ihn in Gl. 26) ein, so erhalten wir die Gleichung

$$y_0 = -r_0 m \left( \ln \frac{60}{r_0} \sqrt{\frac{6 H k T}{\beta}} - \frac{1}{3} \right) + \sqrt{H^2 + r_0^2 m^2 \left( \ln \frac{60}{r_0} \sqrt{\frac{6 H k T}{\beta}} - \frac{1}{3} \right)^2} \dots \dots \dots 28)$$

Wie aus der Gleichung und dem beigegebenen Beispiel hervorgeht, ist die Ergiebigkeit im ersten Betriebsabschnitt am größten, um dann allmählich nachzulassen.

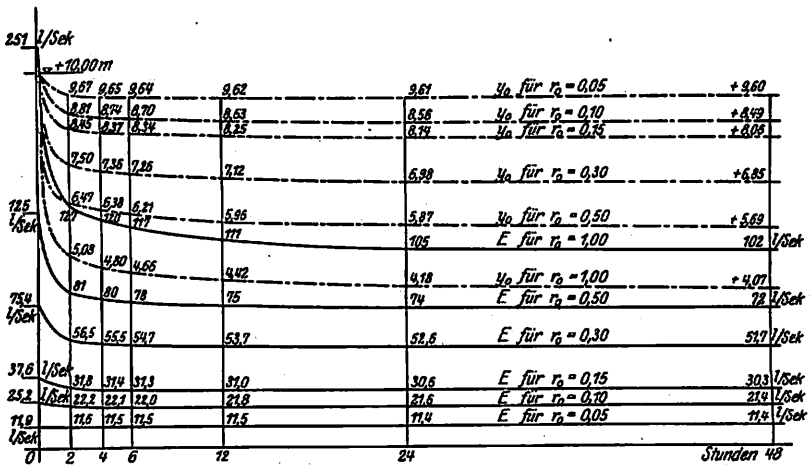


Abb. 13. Ergiebigkeit und zugehörige Brunnenmantelspiegelhöhe  $y_0$  in Abhängigkeit von der Betriebsdauer für verschiedene Brunnenhalbmesser ( $H = 10 \text{ m}$   $k = 0,002$   $\beta = 0,3$   $m = 2$ ),

### 7. Regenfall.

In welcher Weise Regenfall die Reichweite beeinflusst, läßt ein Vergleich der Gl. 16 b und 17 erkennen: in regenloser Zeit muß die Reichweite stets zunehmen, sie besitzt keinen Endwert; findet dagegen Regenfall statt, den wir uns zunächst als zeitlich gleichbleibend denken wollen, so verlangsamt sich bei zunehmender Reichweite ihr Vorschub und wird = 0, wenn  $q = q_{(s)} \pi \cdot R^2$  geworden ist; es bedeutet dies nichts anderes, als daß die von dem Endwert der Reichweite umfaßte Grundfläche  $R^2 \pi$  so groß ist, daß die sekundlich auf ihr niedergehende Regenmenge gleich der Entnahme ist. Dem Regenfall sind unterirdische Zufüsse gleichzusetzen.

In den allerersten Betriebsabschnitten ist allerdings der Einfluß des Regens nicht spürbar, denn hier wird von der Reichweite erst eine so geringe Fläche umfaßt, daß die auf sie entfallende Regenmenge nur einen verschwindend geringen Bruchteil der Entnahme darstellt; der Einfluß des Regens macht sich erst dort bemerkbar, wo der Bruch  $\frac{q - q_{(s)} R^2}{q - \frac{1}{3} q_{(s)} \pi R^2}$  einen deutlich unterhalb der Zahl 1 liegenden Wert annimmt. Bezeichnen wir die so gekennzeichnete Reichweite mit  $R'$ , so ist die zu ihrer Einstellung erforderliche Zeit durch die Gleichung gegeben

$$T = \frac{\beta \cdot R'^2}{6 H k \cdot 3600} \dots \dots \dots 29)$$

Soll für den weiteren Verlauf der Vorgänge die Abhängigkeit von der Betriebsdauer gefunden werden, so fassen wir jeweilig einen so kurzen Zeitraum ins Auge, daß der Bruch  $\frac{q - \pi q_{(s)} R'^2}{q - \frac{1}{3} \pi q_{(s)} R'^2}$  für denselben als Festwert angesehen werden kann. Dann ist die nach Ablauf der Zeitspanne  $dT$  erzielte Reichweite

$$R'' = \sqrt{R'^2 + \frac{H \cdot k \cdot 21600}{\beta} \cdot \frac{q - \pi q_{(s)} \cdot R'^2}{q - \frac{1}{3} \pi q_{(s)} \cdot R'^2} \cdot dT \dots \dots 30)}$$

Man kann so für die einzelnen aufeinanderfolgenden Betriebsspannen die jeweils erzielten Reichweiten ermitteln, bis man zu der Endreichweite gelangt ist, für die  $\frac{\partial R}{\partial t} = 0$  ist; die gesamte, zu ihrer Einstellung erforderliche Zeit ergibt sich als Summe der einzelnen Zeitspannen (s. Zahlentafel IV und V).

Zahlentafel IV.

Reichweite und Brunnenpiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer bei einem sekundlichen Regenfall  $q(s) = 10^{-8}$  und unter folgenden Annahmen:

$$H = 10 \text{ m} \quad k = 0,002 \quad \beta = 0,3 \quad q = 0,006 \quad r_0 = 0,10$$

T (Stunden)	12	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	288	336
Tage	$\frac{1}{3}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
R	132	184	254	300	334	360	379	394	405	414	420	428	436
$y_0$	9,685	9,66	9,645	9,635	9,625	9,623	9,621	9,62	9,62	9,62	9,619	9,619	9,618
$s_0$	0,315	0,34	0,355	0,365	0,375	0,377	0,379	0,38	0,38	0,38	0,381	0,381	0,382

Die Endreichweite von 436 m ist nach 14 Tagen erreicht; für diesen Halbmesser ist  $R^2 \pi \cdot q_{(s)} = 0,006$ .

Zahlentafel V.

Reichweite und Brunnenspiegelsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer bei einem sekundlichen Regenfall  $q(s) = 10^{-8}$  und unter folgenden Annahmen:

$$H = 10 \text{ m} \quad k = 0,002 \quad \beta = 0,3 \quad q = 0,012 \quad r_0 = 0,10$$

T (Stunden)	12	24	48	72	96	120	144	168	216	264	312	384	456	528	600
Tage	$\frac{1}{2}$	1	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	19	22	25
$\bar{R}$	132	185	258	311	354	391	420	446	488	521	546	573	594	606	616
$y_0$	9,34	9,31	9,275	9,253	9,24	9,23	9,22	9,215	9,207	9,20	9,194	9,188	9,185	9,183	9,181
$s_0$	0,66	0,69	0,725	0,747	0,76	0,77	0,78	0,785	0,793	0,80	0,806	0,812	0,815	0,817	0,819

Die bei Einstellung der Endreichweite erzielte Brunnenspiegelsenkung ergibt sich zu dem Werte

$$s_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{r_0} - 0,5 \right)} \dots \dots \dots 31)$$

Die Spiegelhöhe eines beliebigen Punktes im Abstand  $r$  ist

$$y = \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{r} - 0,5 \right) - \frac{q(s) r^2}{2k}} \dots \dots \dots 31a)$$

Bei großen Anlagen von großer Entnahme wird von der Endreichweite eine so bedeutende Fläche umfaßt, daß es mehrere Monate dauern kann, bis der Vorschub der Reichweite zum Stillstand kommt.

Tatsächlich kann von einem zeitlich gleichmäßigen Regenfall keine Rede sein, Zeiten der Regenlosigkeit werden mit denen des Regenfalles wechseln; deshalb wird auch die Reichweite in Wirklichkeit nie ganz zur Ruhe kommen; sie wird nach Ablauf einer gewissen Zeit um diejenige Endreichweite herum pendeln, die dem gemittelten, gleichmäßig verteilt gedachten Regenfall entsprechen würde; die Stärke der Ausschläge richtet sich nach der jeweiligen Länge der regenlosen Zeit und der Länge und Stärke des Regenfalles. Demgemäß kann sich auch der gesenkte Brunnenspiegel nicht in einer unveränderlichen Höhenendlage einstellen, sondern wird dem Regenfall entsprechend mit großem oder geringem Ausschlag um diese Endlage herum schwanken.

Auch für die gemittelte Regenhöhe kann man feste Werte nicht ansetzen, da sie zeitlich und örtlich starke Abweichungen zeigt; nimmt man für Mitteldeutschland die mittlere Jahresregenmenge mit  $\frac{1}{9} \text{ m}^3/\text{m}^2$  an, so ergäbe sich ein sekundlicher Regenfall von  $\frac{0,5}{365 \cdot 24 \cdot 3600}$ ; wird ein Teil der Menge als sofort wieder verdunstend angesehen, so kommt man zu einem mittleren Wert  $q_{(s)} = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m}/\text{sek}$ .

Die Abweichungen vom mittleren Regenfall können außerordentlich groß sein; kann doch in regenreichen Gegenden eine Monatsregenmenge von  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2$  fallen, also beinahe das 5fache des oben angegebenen Betrages; ja, es können außergewöhnliche Sturzregen von einer Tagesmenge von  $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2$  fallen, also von nahezu dem 150fachen des mittleren Regenfalles; daß solche Sturzregen auch den Senkungsanlagen gefährlich werden können, liegt auf der Hand, denn ihre Auswirkung ist nicht etwa derart zu denken, daß über das ganze Senkungsfeld hin der Spiegel gleichmäßig um die 20 cm gehoben wird, die nun allmählich wieder abgepumpt werden können, der Vorgang muß sich vielmehr so abspielen, daß die Reichweite um erhebliche Beträge zusammenschrumpft, während die unteren Teile des Senkungsfeldes anfänglich nur geringe Veränderungen zeigen; dadurch stellt sich der obere Teil des Feldes entsprechend steil ein und entsendet größere Mengen nach unten, als dort dem Ablauf und der Entnahme entspricht; es muß sich daher eine auf dem gesenkten Spiegel aufsitzende, nach unten wandernde und hierbei an Höhe und Steilheit wachsende Welle bilden, die bei Erreichen der Brunnen so erheblich viel mehr Wasser zubringt, als die Brunnen schaffen, daß ein beträchtlicher Anstau des Spiegels erfolgt (s. I A 8). In bergigen, sturzregenbedrohten Gegenden empfiehlt sich daher, die Bereitschaften der Anlage höher zu bemessen, als sonst üblich ist.

#### 8. Ausspiegelung bei Stillstand der Haltung.

Steht die Wasserhaltung plötzlich still, so steigt sofort der Spiegel im Brunnen und in seiner unmittelbaren Umgebung an, während außerhalb eines bestimmten Halbmessers noch keine Beeinflussung des gesenkten Spiegels erfolgt; hier geht also die Wasserbewegung noch weiter so vor sich, als ob noch immer die Wasserentnahme aus dem Brunnen in vollem Gange wäre. Man kann sich diese Erscheinung dadurch erklären, daß man sich die Entnahme  $q$  weiter fortgesetzt denkt, aber vom Einstellen der Wasserhaltung an die sekundliche gleiche Menge  $q$  in den Brunnen geschüttet denkt; der durch die Einschüttmenge hervorgerufene Spiegelanstieg hat seine eigene Reichweite, die wir als Rückstauweite  $R_0$  bezeichnen wollen und die ihren eigenen Vorschub hat.

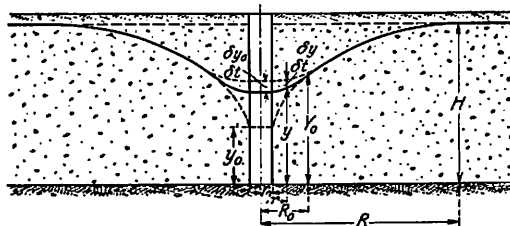


Abb. 14. Ansteigen des gesenkten Spiegels bei Stillstand der Haltung.



Wird die sekundliche Hebung des Spiegels im Abstand  $r$  vom Brunnen mit  $\frac{\partial y}{\partial t}$  bezeichnet, so nimmt der Ringstreifen von der Breite  $dr$  und der Grundfläche  $2r\pi dr$  durch Hebung des Spiegels die Menge  $2r\pi \frac{\partial y}{\partial t} dr\beta$  auf; durch den äußeren Mantel ist gleichzeitig die Menge eingeströmt  $2r\pi y k \frac{\partial y}{\partial r}$ ; es ist also, wenn der Fall der Regenlosigkeit vorausgesetzt wird,

$$\int_0^r 2r\pi\beta \frac{\partial y}{\partial t} dr = 2r\pi y k \frac{\partial y}{\partial r} \dots\dots\dots 32)$$

Nun bestehen zwar weitere Zwangsläufigkeiten zwischen  $y$ ,  $r$  und  $t$ , doch führt ihre theoretische Erfassung zu so umfangreichen Rechnungen, daß wir eine vereinfachte Gleichung zugrunde legen wollen. In der Achse des Systems, von der aus die Verteilung der gedachten Einschüttmenge stattfinden müßte, muß die Hebung am stärksten sein, während sie zur Rückstauweite hin allmählich bis auf 0 abnehmen muß; für das Gesetz der Abnahme sei daher die Annäherungsgleichung angeschrieben:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial y_0}{\partial t} \cdot \frac{R_0 - r}{R_0}.$$

Dann geht Gl. 32) in die Form über

$$2\pi\beta \frac{\partial y_0}{\partial t} \left( \int_0^r r dr - \int_0^r \frac{r^2}{R_0} dr \right) = 2r\pi y k \frac{\partial y}{\partial r} \dots\dots\dots 33)$$

oder

$$\pi\beta \frac{\partial y_0}{\partial t} \left( r^2 - \frac{2}{3} \frac{r^3}{R_0} \right) = 2r\pi y k \frac{\partial y}{\partial r} \dots\dots\dots 33a)$$

Für  $r = R_0$  wird

$$\pi\beta \frac{\partial y_0}{\partial t} \frac{R_0^2}{3} = q$$

oder

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{3q}{\pi\beta R_0^2} \dots\dots\dots 34)$$

Trennt man in Gl. 33a) die Unbekannten, so erhält man

$$r \frac{\beta}{k} \frac{\partial y_0}{\partial t} dr - \frac{2}{3} \frac{\beta}{k} \frac{\partial y_0}{\partial t} \frac{r^2}{R_0} dr = 2y dy \dots\dots\dots 35)$$

Durch Integration erhält man

$$\frac{\beta}{k} \frac{\partial y_0}{\partial t} \left( \frac{r^2}{2} - \frac{2}{9} \frac{r^3}{R_0} \right) = y^2 + C. \quad \dots \quad 36)$$

Bezeichnet man die Spiegelhöhe im Abstand der jeweiligen Rückstauweite mit  $Y_0$ , so erhält man für  $r = R_0$

$$C = \frac{\beta}{k} \cdot \frac{5}{18} \frac{\partial y_0}{\partial t} \cdot R_0^2 - Y_0^2 \quad \dots \quad 37)$$

und für  $r = 0$

$$y_0^2 = Y_0^2 - \frac{\beta}{k} \cdot \frac{5}{18} \frac{\partial y_0}{\partial t} \cdot R_0^2 = Y_0^2 - \frac{5}{6} \frac{q}{\pi \cdot k} \quad \dots \quad 38)$$

Da  $Y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{R_0}$  ist, so wird

$$y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{R_0} - \frac{5}{6} \frac{q}{\pi k} \quad \dots \quad 39)$$

Differenzieren wir diese Gleichung nach  $dt$ , so erhalten wir

$$2 y_0 \cdot \frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{\partial R_0}{\partial t} \cdot \frac{q}{\pi k R_0}$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial R_0}{\partial t} &= \frac{2 \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{R_0} - \frac{5}{6} \frac{q}{\pi k}} \cdot 3q \cdot \pi \cdot k \cdot R_0}{\pi \cdot \beta \cdot R_0^2 \cdot q} \\ &= \frac{6 \cdot k}{\beta R_0} \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{5}{6} \right)} \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad 40)$$

Der Vorschub der Rückstauweite, das Wiederansteigen des Spiegels nach Stilllegung der Pumpe findet in den ersten Zeitspannen äußerst schnell statt, i. a. etwas schneller als der Vorschub der Reichweite in den entsprechenden Zeiträumen gewesen war; hat aber die Rückstauweite erst einen wesentlichen Betrag erreicht, dann wird die Geschwindigkeit ihres Vorschubes erheblich gedämpft.

Bei der zahlenmäßigen Auswertung der Gl. 40) wird man jeweilig so kurze Zeitspannen betrachten, daß man für dieselben den Wert

$\sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{5}{6} \right)}$  als Festwert ansehen kann; man geht dann in derselben Weise vor, wie es bei Erläuterung der Gl. 29) und 30) für den Vorschub der Reichweite beschrieben ist.

Der Einfachheit halber war bei Ableitung der Gl. 32) bis 40) der Vorschub der Reichweite vernachlässigt, der tatsächlich auch nach Einstellung der Wasserhaltung noch stattfinden muß.

Soll der Einfluß des Regens berücksichtigt werden, so bleibt Gl. 32) unverändert, denn gegenüber der Spiegelhebung durch den seitlichen Zulauf ist die Hebung durch den unmittelbar auf die wagerechte Fläche fallenden Regen verschwindend gering, wenigstens in dem hier zunächst betrachteten Falle kleiner und mittlerer Rückstauweiten.

Da aber die durch den Mantel der Rückstauweite wagerecht einsickernde Menge nicht mehr  $q$  ist, sondern um die innerhalb der Rückstauweite niedergehende Regenmenge vermindert ist, so wird für  $r = R_0$

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{3(q - \pi \cdot q_{(s)} \cdot R_0^2)}{\pi \cdot \beta \cdot R_0^2} = \frac{3q_{(s)}}{\beta \cdot R_0^2} (R^2 - R_0^2) \dots \dots \dots 41)$$

Unverändert bleibt ferner Gl. 36) und 37); doch wird für  $r = 0$

$$y_0^2 = Y_0^2 - \frac{\beta}{k} \cdot \frac{\partial y_0}{\partial t} \cdot \frac{5}{18} R_0^2 = Y_0^2 - \frac{5}{6} \frac{q_{(s)}}{k} (R^2 - R_0^2) \dots \dots \dots 42)$$

Nun ist gemäß Gl. 31 a)  $Y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \left( \ln \frac{R}{R_0} - 0,5 \right) - \frac{q_{(s)} R_0^2}{2k}$ ,

hierbei ist angenommen, daß sich die dem Regenfall  $q_{(s)}$  entsprechende Endreichweite der Absenkung eingestellt hatte; dann wird

$$y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{1}{3} \right) + \frac{q_{(s)} \cdot R_0^2}{3k} \dots \dots \dots 43)$$

Differenziert man diese Gleichung nach  $dt$ , so erhält man

$$2 y_0 \cdot \frac{d y_0}{d t} = \left( \frac{q}{\pi \cdot k \cdot R_0} + \frac{2 q_{(s)}}{3 k} \cdot R_0 \right) \cdot \frac{d R_0}{d t} \dots \dots \dots 44)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{d R_0}{d t} &= \frac{3 q_{(s)} (R^2 - R_0^2) \cdot \pi \cdot k \cdot R_0}{\beta \cdot R_0^2 (q + \frac{2}{3} q_{(s)} \cdot \pi R_0^2)} \\ 2 \cdot \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{1}{3} \right) + \frac{q_{(s)} R_0^2}{3 k}} \\ &= \frac{6 k (R^2 - R_0^2) \cdot \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{1}{3} \right) + \frac{q_{(s)} R_0^2}{3 k}}}{\beta R_0 (R^2 + \frac{2}{3} R_0^2)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 45)$$

Für die Anfangswerte ist  $R_0^2$  klein gegenüber  $R^2$ , dann wird

$$\frac{d R_0}{d t} = \frac{6 k}{\beta \cdot R_0} \cdot \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \left( \ln \frac{R}{R_0} + \frac{1}{3} \right)} \dots \dots \dots 46)$$

Die zahlenmäßige Auswertung der Gleichungen für die Abhängigkeit der Rückstauweite von der Zeit erfolgt in der für den Fall der Regenlosigkeit angegebenen Weise.

Betrachten wir Gl. 41) und schreiben sie  $\frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{3q_{(a)}}{\beta} \left( \frac{R^2}{R_0^2} - 1 \right)$  so sehen wir, daß für alle Werte  $R_0$ , die kleiner sind als  $R \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{4}}$  der Betrag  $\frac{\partial y_0}{\partial t} > \frac{q_{(a)}}{\beta}$  ist, d. h., daß der Einfluß der wagerechten Regendecke auf die Spiegelhebung erst dann anfängt, dem Einfluß des seitlichen Zustromes ebenbürtig zu werden oder ihn zu überwiegen, wenn die Rückstauweite dem Wert  $0,865 \cdot R$  zustrebt.

Aus obigen Gleichungen geht hervor, daß bei großen Anlagen trotz anfänglichen sehr schnellen Anstiegs Monate nach Außerbetriebsetzen der Wasserhaltung vergehen müssen, bis die Ausspiegelung vollkommen beendet ist.

### 9. Vollanlage, Grundgleichungen.

Gehen wir zur Anordnung mehrerer, gleichzeitig wirkender Brunnen über, so finden wir uns hier vor der Aufgabe, festzustellen, in welcher Weise sich die Absenkungswirkung der einzelnen Brunnen gegenseitig steigert. Diese Aufgabe wurde von Forchheimer in streng mathematischer Ableitung gelöst. Da diese Ableitung hohe mathematische Kenntnisse voraussetzt, sei hier eine neue allgemein verständliche Ableitung gegeben, bei der wir zunächst wieder die ältere Auffassung der Reichweite zugrundelegen wollen; d. h. wir sehen sie als den Halbmesser eines um die Anlage herumgeführten Ringkanals an, der gerade so groß ist, daß wohl seine Verkleinerung, aber nicht seine Vergrößerung die Absenkung beeinflusst.

Wir denken uns einige Brunnen  $B_{(1)}, B_{(2)}, \dots, B_{(n)}$  beliebig im Gelände verteilt und betrachten eine Stelle  $A$  des Absenkungsgebietes; um den Einfluß des Brunnens  $B_{(1)}$  zu bestimmen, ziehen wir den Strahl  $AB_{(1)}$ ; ist  $v$  die Filtergeschwindigkeit im Punkt  $A$ , und hat sie die Richtung  $A-C$ , so können wir sie uns zusammengesetzt denken aus einem in Richtung  $AB_{(1)}$  zielenden Seitenbetrag  $v' = v \cdot \cos \alpha$  und einem winkelrecht zu  $AB_{(1)}$  gehenden Seitenbetrag  $v'' = v \cdot \sin \alpha$ , wenn  $\sphericalangle B_{(1)}AC = \alpha$  ist.

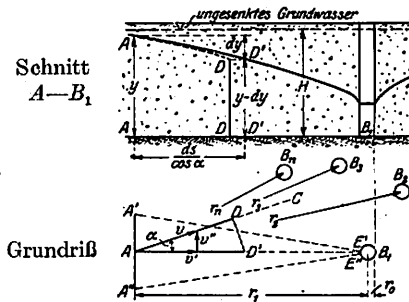


Abb. 15. Spiegelsenkung durch mehrere Brunnen.

Von diesen beiden Seitenbeträgen stellt offenbar  $v' = v \cdot \cos \alpha$  diejenige sekundliche Wassermenge je Flächeneinheit dar, die durch Punkt  $A$  gehend dem Brunnen  $B_{(1)}$  zustrebt, während  $v'' = v \cdot \sin \alpha$  diejenige Menge darstellt, die quer zum Brunnenstrahl läuft und ihm verloren geht, um die übrigen Brunnen zu speisen. Stellen wir also in  $A$  eine lotrechte Ebene von der Breite 1 winkelrecht zum Strahl  $AB_{(1)}$ , und ist  $y$  die Spiegelhöhe in Punkt  $A$ , so sickert durch diese Ebene sekundlich die Menge  $y \cdot v \cdot \cos \alpha$  hindurch, um dem Brunnen  $B_{(1)}$  zuzustreben.

Nun sei auf  $AC$  die Strecke  $AD = ds$  aufgetragen und durch  $D$  die Höhenlinie winkelrecht zur ideellen Stromrichtung  $AC$  gezogen; diese Höhenlinie schneide den Brunnenstrahl in  $D'$ , dann ist

$$AD' = \frac{ds}{\cos \alpha}.$$

Hat der Spiegel in  $A$  das Gefälle  $\frac{dy}{ds}$ , so liegt Punkt  $D$ , also auch Punkt  $D'$  um  $\frac{dy}{ds} \cdot ds$  tiefer als  $A$ ; da Strecke  $AD' = \frac{ds}{\cos \alpha}$  ist, so ist das Spiegelgefälle in Richtung  $AB_1$

$$\frac{\partial y}{\partial r_1} = \frac{dy}{ds} \cdot ds \cdot \frac{\cos \alpha}{ds} = \frac{dy}{ds} \cdot \cos \alpha.$$

Für den in Richtung  $AB_{(1)}$  zielenden Seitenbetrag der Filtergeschwindigkeit können wir daher die Gleichung anschreiben:

$$v' = v \cdot \cos \alpha = k \cdot \frac{dy}{ds} \cos \alpha = k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(1)}}, \dots \dots \dots 47)$$

demnach beträgt die durch die Ebene  $A'A''$  von der Breite 1 hindurch dem Brunnen  $B_{(1)}$  zustrebende sekundliche Sickermenge

$$M_{(1)} = y \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(1)}}.$$

Verfolgen wir diese Menge auf ihrem Wege zum Brunnen weiter, so können wir aus dem Satz vom geringsten Arbeitsaufwand den Schluß ziehen, daß diese Bewegung geradlinig erfolgen muß; würde nämlich an irgendeiner Stelle ein Umweg gemacht werden, so würde bei gleichbleibender Entnahme sowohl die Geschwindigkeit als auch die Weglänge gesteigert werden, und nur für den geradlinigen Weg

ergibt sich der Druckverlust  $\int dy = \frac{1}{k} \int v \cdot ds$  zu einem Kleinstwert.

Der Weg unserer Wassermenge  $y \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1}$  ist also durch die beiden Strahlen  $A'B_{(1)}$  und  $A''B_{(1)}$  vorgezeichnet, die den Brunnenmantel

in  $E'$  und  $E''$  schneiden und aus dem Mantelgrundriß den Teil  $E' E'' = 1 \cdot \frac{r_0}{r_{(1)}}$  herausschneiden.

Bei gleichmäßiger Einsickerung über der benetzten Mantelfläche sickert auf der Strecke  $E' E''$  demnach die Menge  $\frac{q_1}{2 r_0 \pi} \cdot \frac{r_0}{r_{(1)}} = \frac{q_1}{2 r_1 \pi}$  ein.

Wir erhalten also die partielle Differentialgleichung

$$y \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(1)}} = \frac{q_1}{2 r_1 \pi} \quad \text{oder} \quad 2 r_1 \pi k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1} = q_1 \dots 47a)$$

Die gleiche Überlegung in bezug auf Punkt  $A$  kann man aber für jeden der  $n$  Brunnen anstellen, so daß der gesenkte Spiegel in Punkt  $A$  den  $n$  partiellen Differentialgleichungen genügen muß von der allgemeinen Form

$$2 r_{(n)} \cdot \pi \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(n)}} = q_{(n)} \dots 47n)$$

Das Integral dieser  $n$  Gleichungen lautet

$$y^2 = \frac{q_1}{\pi \cdot k} \ln r_1 + \frac{q_2}{\pi \cdot k} \ln r_2 + \dots + \frac{q_n}{\pi \cdot k} \ln r_n + C \dots 48)$$

Wird der ideelle Schwerpunkt der gesamten Wasserentnahme als Mittelpunkt der Reichweite angesetzt, so begeht man, falls es sich nicht um eine sehr langgestreckte Anlage handelt, praktisch keinen Fehler, wenn man die Entfernung irgendeines Punktes der Reichweite von einem beliebigen Brunnen  $= R$  setzt; dann erhält man für sämtliche Punkte der Reichweite die Gleichung

$$H^2 = \frac{(q_1 + q_2 + \dots + q_n) \ln R}{\pi \cdot k} + C \dots 49)$$

Aus Gl. 48) und 49) erhält man die wichtige Hauptgleichung der Vollanlage

$$y^2 = H^2 - \frac{q_1}{\pi k} \ln \frac{R}{r_1} - \frac{q_2}{\pi k} \ln \frac{R}{r_2} - \dots - \frac{q_n}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r_n} \dots 50)$$

Wird aus jedem Brunnen die gleiche Menge  $q$  entnommen, so ist

$$\left. \begin{aligned} y^2 &= H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[ \ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln (r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n) \right] \\ &= H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n}), \end{aligned} \right\} \dots 50a)$$

wenn  $Q = nq$  ist.

Soll Regenfall berücksichtigt werden, so werde der Einfachheit halber auch hier  $q_1 = q_2 = \dots = q_n$  gesetzt; der Fall der Verschieden-

heit der einzelnen Brunnenentnahmen läßt sich ja ohne weiteres dadurch auf den Fall gleicher Entnahme zurückführen, daß man einen Brunnen von der Entnahme  $t \cdot q$  als  $t$  an derselben Stelle wirkende Brunnen von der Entnahme  $q$  ansieht.

Hat sich die Endreichweite eingestellt, so ist  $R^2 \cdot \pi \cdot q_{(s)} = n \cdot q$  oder  $q = R^2 \cdot \pi \cdot \frac{q_{(s)}}{n}$ . Wir können uns also die die Anlage speisende Regenmenge als Regendecke denken, von der jedem Brunnen der  $n$ -te Teil zufällt.

Betrachten wir noch einmal Abb. 15, so finden wir, daß sich die über der Grundriß-Strecke  $E' E''$  einsickernde Menge  $\frac{q}{2 r_1 \pi}$  aus der die Mantelfläche  $A' A''$  durchsickernden Menge und demjenigen Teil der auf Grundfläche  $A' A'' B_{(1)}$  niedergehenden Regenmenge zusammensetzt, der dem Brunnen  $B_{(1)}$  zugehört. Es ist also

$$k \cdot y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1} = \frac{q}{2 r_1 \pi} - \frac{q_{(s)} \cdot r_1}{n \cdot 2},$$

da für jeden der anderen Brunnen die gleiche Bedingung gilt, so erhält man  $n$  partielle Differentialgleichungen, deren  $n$ -te nach Trennung der Unbekannten lautet:

$$2 y \cdot \partial y = \frac{q \partial r_n}{k \cdot \pi \cdot r_n} - \frac{q_{(s)} \cdot r_n \partial r_n}{n \cdot k} \dots \dots \dots 51)$$

Diesen  $n$  partiellen Differentialgleichungen genügt das Integral

$$y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} (\ln r_1 + \ln r_2 + \dots + \ln r_n) - \frac{q_{(s)}}{2 n \cdot k} (r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_n^2) + C. \quad 52)$$

Für die das Senkungsfeld abschließende Grenzlinie, also für alle Punkte der Reichweite wird

$$H^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \sqrt[n]{R_1 \cdot R_2 \dots R_n} - \frac{q_{(s)}}{2 k \cdot n} (R_1^2 + R_2^2 + \dots + R_n^2) + C. \quad 53)$$

Werden wieder langgestreckte Anlagen ausgenommen, so ist angenähert  $R_1 = R_2 \dots = R_n$ ; es wird dann

$$H^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln R - \frac{q_{(s)}}{2 k} R^2 + C = \frac{Q}{\pi k} (\ln R - 0,5) + C \dots \dots 54)$$

Ferner wird

$$\left. \begin{aligned} y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} (\ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \dots r_n} - 0,5) \\ - \frac{q_{(s)}}{2 n k} (r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_n^2). \end{aligned} \right\} \dots \dots 55)$$

Liegt Punkt  $A$  in der Nähe des Entnahme-Schwerpunktes, sind also die Werte  $r_n$  gering, so werden die Beträge  $q_{(s)} r_n^2$  praktisch  $= 0$ ; für den inneren Bereich der Anlage geht dann Gl. 55) in die Form über

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \left[ \ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln(r_1 \cdot r_2 \cdots r_n) - 0,5 \right]. \dots 56)$$

Liegt Punkt  $A$  nahe der Grenzlinie und ist  $r_{(s)}$  sein Abstand vom Schwerpunkt der Entnahme, so begeht man praktisch keinen Fehler, wenn man  $r_{(n)}$  und  $\sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n} = r_{(s)}$  setzt; für die äußeren Flächen des Absenktrichters gilt daher die Gleichung

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \left( \ln \frac{R}{r_{(s)}} - 0,5 \right) - \frac{q_{(s)} r_{(s)}^2}{2k}. \dots 57)$$

Die Gleichung ist identisch mit der Gleichung des Einzelbrunnens.

### 10. Längliches Senkungsfeld.

Wird eine aus mehreren Brunnen bestehende Anlage in Betrieb gesetzt, so bildet sich zunächst um jeden Brunnen sein eigener, von den übrigen unabhängiger Trichter; haben sich zwei benachbarte Trichter aneinander geschoben, so muß für jeden derselben der Vorschub an der Berührungsstelle schneller erfolgen als anderwärts; der weitere Vorschub findet also derart statt, daß die zum Überschneidungsgebiet gehörenden Reichweiten so lange stärker zunehmen, als die zu der übrigen Fläche gehörenden Reichweiten, bis statt der beiden Einzeltrichter ein beiden Brunnen gemeinsames Senkungsfeld entstanden ist.

Fällt Regen, und sind die Brunnen nur so weit voneinander entfernt, daß die Trichter nach Einstellung ihrer Endreichweite sich noch irgendwie anschnneiden, so fällt auf die beiden Trichtern gemeinsame Überschneidungsfläche  $F_{(g)}$  die Regenmenge  $F_{(g)} \cdot q_{(s)}$ , von der jedem Brunnen die Hälfte zukommt; der der Fläche  $F_{(g)}$  zuliegende Mantelteil jedes der Brunnen wird also nicht mehr den der Entnahme entsprechenden Zulauf erhalten, der Beharrungszustand ist nicht erreicht, vielmehr muß dauernd ein Vorschub der zum Überschneidungsgebiet gehörenden Reichweiten erfolgen, bis auch hier statt der Einzeltrichter ein beiden Brunnen gemeinsames Senkungsfeld entstand; oft wird hierbei auf den dem Überschneidungsgebiet gegenüberliegenden Feldteilen eine Rückbildung der Reichweite stattfinden können.

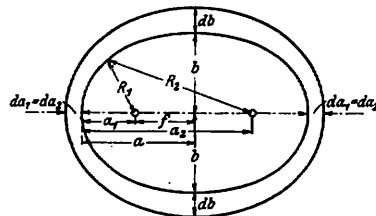


Abb. 16. Ausdehnung des Senkungsfeldes einer 2-Brunnen-Anlage.



Hat sich um zwei Brunnen ein gemeinschaftliches Senkungsfeld eingestellt mit der dem Regenfall  $q_{(e)}$  entsprechenden Endreichweite, so erfüllen alle Punkte der Grenzlinie die Gleichung

$$R_1 \cdot R_2 = e \frac{(H^2 - c) \cdot \pi k}{Q},$$

es ist also für die beiden Hauptachsen  $a_1 \cdot a_2 = f^2 + b^2$ . Wächst unser Senkungsfeld infolge Steigerung der Entnahme, so daß Strecke  $a_1$  und  $a_2$  je um  $da$ , Strecke  $b$  um  $db$  zunimmt, so gilt für die Schnittpunkte der beiden Hauptachsen mit der vorgeschobenen Grenzlinie die Gleichung:  $a_1 \cdot a_2 + da \cdot (a_1 + a_2) = f^2 + b^2 + 2b \cdot db$  oder unter Berücksichtigung der vorigen Gleichung

$$da = db \cdot \frac{2b}{a_1 + a_2} = db \cdot \frac{b}{a} \dots \dots \dots 56)$$

Bei Steigerung der Entnahme ist der Vorschub der kurzen Achse quer zur Verbindungslinie der Brunnen stärker als der Vorschub in Richtung der langen Achse, die die Verbindungslinie der Brunnen ist. Bei zunehmender Entnahme strebt die Grenzlinie der Kreisform zu, während bei abnehmender Entnahme der Bruch  $\frac{b}{a}$  kleiner wird, das Senkungsfeld ellipsenförmig wird.

Haben wir eine Anlage von besonders großer Längenerstreckung, so können wir den Inhalt der Senkungsfläche angenähert  $= 2 \cdot l \cdot b \cdot \varepsilon$  setzen, wenn  $\varepsilon$  den Völligkeitsgrad bezeichnet und etwa  $= \frac{2}{3}$  bis  $\frac{3}{4}$  gesetzt wird. Dann wird

$$b = \frac{Q}{2 \varepsilon \cdot l \cdot q_{(e)}} \dots \dots \dots 57)$$

Denkt man sich die Entnahme der Brunnen beiderseits der Mittelachse je im Entnahme-Schwerpunkt  $S$  der Hälften vereinigt, der den Abstand  $c$  von der Mittelachse habe, dann ist angenähert die mittlere Reichweite  $R = \sqrt{c^2 + b^2}$ .

## 11. Gefälle am Brunnenmantel.

Bei der Ableitung der Gleichungen waren wir von der Voraussetzung ausgegangen, daß das Wasser gleichmäßig über der Brunnen-Oberfläche einsickere; scheinbar ist diese Voraussetzung im Widerspruch mit der Praxis und den Endergebnissen der Rechnung, die besagen, daß bei einer Mehrbrunnen-Anlage die Steilheit des Spiegels und die Sickergeschwindigkeit an den verschiedenen Stellen des Brunnenumfangs verschieden groß ist. Es handelt sich hier aber

nur um einen scheinbaren Widerspruch, zu dessen Aufklärung eine Anlage von zwei Brunnen betrachtet sei, die im Abstand  $a$  voneinander stehen.

Wird aus jedem Brunnen die Menge  $q$  entnommen und sickert diese Menge gleichmäßig am Umfang ein, so sickert je lfd. cm des Umfanges die Menge  $\frac{q}{2r_0\pi}$  ein; wird um  $B_2$  der Kreis vom Halbmesser  $a$  geschlagen, so sickert durch jeden lfd. cm desselben die Menge  $\frac{q}{2a\pi}$  dem Brunnen  $B_2$  zu;

durch Brunnen  $B_1$  strömt daher, dem Brunnen  $B_2$  zustrebend, die Menge  $\frac{2r_0q}{2\pi a}$  hindurch; selbstredend strömt dies Wasser nicht körperlich zur einen Filterseite ein und zur anderen heraus; der Vorgang ist vielmehr so zu denken, daß auf Strecke  $AD'A'$  die dem Brunnen  $B_1$  zufallende Menge  $\frac{1}{2}q$  um den Betrag  $\frac{q}{\pi} \cdot \frac{r_0}{a}$  vermindert wird; es

ist eine Art stoffloser Ausgleich, wie er der Wesensart des gesamten Vorganges entspricht, die dadurch gekennzeichnet ist, daß jedes Wassertheilchen zielstrebig denjenigen Weg geht, durch den es mit dem geringsten Kraftaufwand für die Gesamtheit dem Ziel zugeführt wird. Wird der

Brunnenumfang abgewickelt und durch die Gerade  $AD'A'D$  dargestellt, werden ferner als Ordinaten die zugehörigen Sicker Mengen aufgetragen, so ergibt sich nebenstehendes Bild: in Punkt  $A$  und  $A'$  sickert nur die dem Brunnen  $B_1$  zukommende Einheitsmenge  $\frac{q}{2r_0\pi}$  ein, da das dem andern Brunnen zufließende Wasser sich gleichlaufend zur Filterfläche dieser Punkte bewegt; in  $D'$  strömt dem Brunnen  $B_1$  die Einheitsmenge  $\frac{q}{2r_0\pi}$  zu, während in entgegengesetzter Richtung die Menge  $\frac{q}{2a\pi}$  strömt; in Wirklichkeit sickert also hier die Menge  $\frac{q(a-r_0)}{2r_0a\pi}$  ein; für einen beliebigen Punkt  $C$  im Ab-

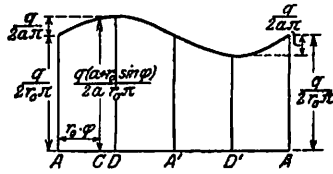
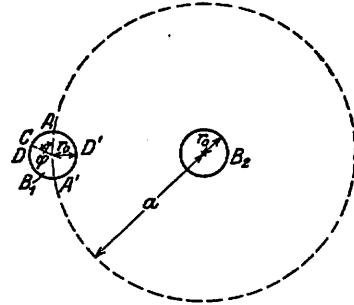


Abb. 17. Brunnenmantel-Abwicklung und zugehörige Sickermenge für eine Zwei-brunnen-Anlage

stand  $r_0 \varphi$  von  $A$  ist die Sickermenge

$$\eta = \frac{q}{2r_0\pi} + \frac{q \cdot \sin \varphi}{2a\pi} = \frac{q(a + r_0 \sin \varphi)}{2r_0 a \pi}$$

Gleichmäßig über den Filterumfang verteilt ist also nur die partielle, dem Brunnen selbst zukommende Einsickerung, während die durch ihn hindurchgehende, dem andern Brunnen zustrebende Menge einen vergrößernden oder vermindernenden Teilbetrag hinzufügt, so daß das wirkliche Spiegelgefälle für jeden Umfangspunkt verschieden groß sein muß.

12. Tief- und Sattelpunkte.

Betrachten wir Gl. 50a)  $y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n})$ , so erkennen wir sofort, daß der Ausdruck  $r_1 \cdot r_2 \cdots r_n$  einen Kleinstwert annimmt, sowie einer der Werte  $r$  dem Wert  $0$  zustrebt, während die übrigen  $r$  einen endlichen Wert behalten; das ist aber an jedem Brunnenmantel der Fall, denn hier pflegt  $r = 0,10$  bis  $0,15$  zu sein; an jedem Brunnen liegt also ein Tiefpunkt des Spiegels.

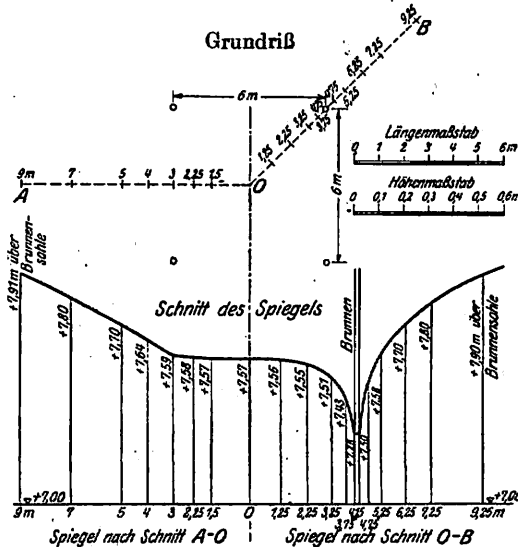


Abb. 18. Spiegelsenkung durch 4 Brunnen ( $H = 9$  m,  $k \times 0,002$ ,  $r_0 = 0,10$  m,  $R = 150$  m,  $Q = 40$  l/Sek.).

Wird das System im Grundriß auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz mit den Achsen  $x$  und  $z$  bezogen und sowohl  $\frac{\partial y}{\partial x}$  als auch  $\frac{\partial y}{\partial z} = 0$  gesetzt, so erhält man außer den Brunnenpunkten noch eine Anzahl von anderen Punkten, die dieser Bedingung genügen, für die also der Spiegel wagerecht liegt; legt man durch einen dieser Punkte einen lotrechten Schnitt zum nächsten Brunnen, so schneidet er die Spiegelfläche in einem zum Brunnen hin abwärts führenden Bogen; führt man den Schnitt so, daß er zwischen zwei benachbarten Brunnen hindurchgeht, so verläuft der Spiegelschnitt in aufwärts führendem Bogen; unser Punkt ist also ein Sattelpunkt (s. Abb. 18).

Bei allen Anlagen, deren Brunnen symmetrisch zu zwei sich rechtwinklig kreuzenden Achsen stehen, sind diese Achsen geometrische Orte für die Sattelpunkte, denn quer zu den Achsen findet keine Wasserbewegung statt, so daß die Höhenlinien überall winkrecht zu ihnen verlaufen. Der Schnittpunkt beider Symmetrieachsen ist also auf alle Fälle ein Sattelpunkt; da er, wie leicht zu sehen, der tiefste aller Sattelpunkte ist, sei er als Hauptsattelpunkt bezeichnet.

Bei Volsymmetrie, also bei kreisförmiger Brunnenanordnung und gleichförmiger Brunnenverteilung über den Kreisumfang fällt der Hauptsattelpunkt mit der Kreismitte zusammen, andere Sattelpunkte sind in diesem Sonderfall nicht vorhanden; die Gleichung seiner Spiegelhöhe lautet  $y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} (\ln R - \ln A)$ , wenn  $A$  der Halbmesser des Brunnenkreises ist. Die Senkung in der Kreismitte ist also dieselbe, wie die von einem Einzelbrunnen vom Halbmesser  $A$  bei der Entnahme  $Q$  erzielte Senkung.

Wird zwar die Kreisanordnung beibehalten, werden aber die Brunnen ungleichförmig über den Kreisumfang verteilt, so bleibt zwar die Gleichung für den Mittelpunkt unverändert, doch löst sich der Hauptsattelpunkt in eine Anzahl verschieden hoch liegender Sattelpunkte auf; die Senkung am Kreisumfang ist dort, wo die Brunnen enger stehen, größer als an den Stellen größeren Brunnenabstandes.

### 13. Reichweite der Vollanlage.

Wenn beim ersten Anlassen einer volsymmetrischen kreisförmigen Anlage zunächst jeder einzelne Brunnen seine eigene Reichweite und seinen eigenen Senkungstrichter hat, so wachsen diese Trichter schon nach so kurzer Zeit zusammen, daß rechnerisch dieser erste Teil des Senkungsvorganges vernachlässigt werden kann und als Ausgang der Berechnung derjenige Zeitpunkt gewählt werden kann, in dem sich ein einheitlicher Trichter vom Halbmesser  $R$  gebildet hat. Dann kann man für den Vorschub der gemeinsam gewordenen Reichweite den Brunnenkreis als großen Einzelbrunnen vom Halbmesser  $A$  auffassen und die für den Einzelbrunnen abgeleiteten Gleichungen auf den Brunnenkreis anwenden. Es sei jedoch nachgeprüft, ob die Voraussetzungen dieser Gleichungen trotz des gesteigerten Halbmessers des gedachten Einzelbrunnens aufrecht erhalten bleiben.

Bei der Ableitung von Gl. 18) und 29) war der Wert  $r_0^3$  und  $r_0^3$  gegenüber  $R^3$  und  $R^3$  vernachlässigt worden, was bei den üblichen Brunnenhalbmessern von 10 bis 15 cm ohne weiteres zugänglich ist. Geht man von der Erwägung aus, daß Fehler unter 5% als

unwesentlich angesehen werden können, so kann man die Gleichungen auch für die Vollarlagen als gültig bei allen Reichweiten ansehen, die  $> 4,5 A$  sind, denn dann ist  $A^2 < 0,05 R^2$ ; Reichweiten von diesem Betrage stellen sich aber schon in den allerersten Betriebsabschnitten ein, so daß mit Ausnahme der allerersten, nicht sonderlich interessierenden Betriebszustände alle weiteren Zustände in den Gültigkeitsbereich unserer Einzelbrunnengleichungen fallen.

Wie aus Gl. 50a) und 57) zu entnehmen ist, gilt diese Überlegung nicht nur für den Fall kreisförmiger Vollsymmetrie, sondern auch für jede beliebige andre Anordnung mit Ausnahme besonders langgestreckter Anlagen von geringer Entnahme; als Mittelpunkt des ideellen Brunnenkreises ist dann der Entnahmeschwerpunkt anzusehen.

#### 14. Ergiebigkeit der Vollarlage.

Bei der Ermittlung der Ergiebigkeit einer Vollarlage dürfen wir die Gleichung des Einzelbrunnens nicht etwa in der Weise übertragen, daß wir die Vollarlage als Einzelbrunnen vom Halbmesser des Brunnenkreises ansehen, den wir als  $r_0$  in Gl. 24) und 25) einführen könnten; es ist vielmehr für die einzelnen Brunnen der Anlage nachzuprüfen, welche Grenzen der Entnahme durch die Steilheit des Spiegels an ihrem Mantel gezogen sind.

Nun ist zwar, wie wir sahen, das Gefälle über den Brunnenmantel hin verschieden groß, da es durch die Wassermengen beeinflusst wird, die durch den Brunnen hindurch den andern Brunnen zustreben; doch zeigen Berechnungen, deren Wiedergabe hier zu weit führen würde, daß man bei den in der Praxis gebräuchlichen Brunnenabständen die Ergiebigkeit ohne wesentlichen Fehler aus dem mittleren Gefälle am Brunnenmantel errechnen kann.

Man hat dann, wenn alle Brunnen voll beansprucht sind und  $E$  die Ergiebigkeit jedes einzelnen Brunnens bedeutet, die Gleichungen:

$$E = 2r_0 \pi y_0 m k = y_0 B, \dots \dots \dots 58)$$

$$y_0^2 = H^2 - \frac{n E}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_0 r_1 \dots r_n}} = H^2 - E A, \dots \dots 59)$$

wenn  $B = 2r_0 \pi m k$  und  $A = \frac{n}{\pi k} \left( \ln R - \ln \sqrt[n]{r_0 r_1 \dots r_n} \right)$  ist. Aus Gl. 58) und 59) ergibt sich

$$y_0 = -\frac{1}{2} A \cdot B + \sqrt{H^2 + \left(\frac{A \cdot B}{2}\right)^2}, \dots \dots \dots 60)$$

$$E = y_0 \cdot B = -\frac{1}{2} A \cdot B^2 + \sqrt{H^2 B^2 + \frac{A^2 \cdot B^4}{4}}. \dots \dots 61)$$

Aus obigen Ausführungen geht die Überlegenheit der Vollanlage über den Einzelbrunnen hervor: die Ergiebigkeit des Einzelbrunnens ist eine eng begrenzte, wenn nicht für den Durchmesser unmöglich große Abmessungen vorausgesetzt werden; die starren Grenzen, die dieser Ergiebigkeit gezogen sind, beschränken gleichzeitig den wasserfrei gehaltenen Raum auf ein so geringes Maß, daß, zumal unter Berücksichtigung der Steilheit des Trichters in Brunnennähe, der Einzelbrunnen für die praktische Durchführung einer Absenkung gar nicht in Frage kommt.

Bei der Vollanlage dagegen kann die Gesamtergiebigkeit in einfachster Weise durch Hinzufügen von Brunnen gesteigert werden und dadurch das erforderliche Maß der Absenkung erzwungen werden; es kommt hinzu, daß die Brunnenreihe die freizulegende Fläche umschließt und dabei wie ein Einzelbrunnen von gewaltigem Durchmesser wirkt, dessen Senkungsfeld in zwei ganz verschieden geartete Unterfelder zerfällt: das Innenfeld, dessen Spiegel durch äußerst geringes Gefälle, also ziemlich gleichmäßige Tiefenlage gekennzeichnet ist, und das Außenfeld, dessen in Brunnennähe steiler Spiegelverlauf für den Bau kein unmittelbares Interesse hat. Für die Praxis kommt daher nur die Vollanlage in Betracht.

## B. Sonderfälle.

### 1. Zwei-Brunnenanlage.

Als erster Sonderfall sei die Zwei-Brunnenanlage behandelt: die Spiegelgleichung eines beliebigen Punktes lautet bei Zugrundelegung der älteren Auffassung der Reichweite:

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln \sqrt{r_1 \cdot r_2}),$$

für den Mantel jedes der Brunnen ist

$$y_0 = \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln \sqrt{r_0 \cdot a})},$$

wenn  $a$  der Brunnenabstand ist. Soll die Gleichung der Höhenlinien gefunden werden, so ist für einen beliebigen Wert  $y'$  der Spiegelhöhe

$$\frac{Q}{2\pi k} \ln(r_1 \cdot r_2) = y'^2 + \frac{Q}{\pi k} \ln R - H^2$$

oder

$$r_1 \cdot r_2 = e^{\frac{2\pi k}{Q} (y'^2 + \frac{Q}{\pi k} \ln R - H^2)}$$

Für die Punkte der Höhenlinie von der Spiegelhöhe  $y'$  ist der Ausdruck der rechten Seite ein Festwert, der mit  $C$  bezeichnet werde;

dann ist  $r_1 \cdot r_2 = C$ ; es ist dies die bekannte Gleichung der Lemniskate, die der geometrische Ort für alle Punkte ist, für die das Produkt der Entfernungen von zwei gegebenen Punkten ein Festwert ist. Aus den Ausführungen von S. 35 geht hervor, daß die Mitte der Verbindungslinie beider Brunnen der Sattelpunkt des Systems ist; die Höhenlinie dieses Sattelpunktes ist eine liegende 8.

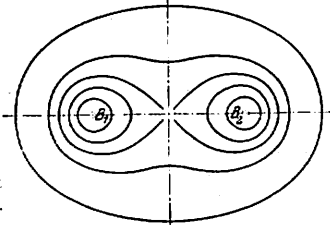


Abb. 19. Grundriß der Höhenlinien des durch 2 Brunnen gesenkten Spiegels.

Das System besitzt zwei sich rechtwinklig schneidende Symmetrieachsen, von denen die eine die Verbindungslinie beider Brunnen ist, während die andere die winkelrecht zu ihr durch den Mittelpunkt zwischen den Brunnen gehende Linie ist. Da durch die Symmetrieebenen kein Wasser hindurchgeht, müssen die Höhenlinien sowohl zur ersten wie zur zweitenwähnten Achse winkelrecht verlaufen.

## 2. Seitliche Anlehnung an undurchlässige Schicht.

Als zweiter Sonderfall sei der der einseitigen Anlehnung der Anlage an eine undurchlässige Schicht betrachtet. Wird zunächst nur ein einziger Brunnen vorausgesetzt, so erhält man besonders einfache Verhältnisse. Eine weitere Vereinfachung sei dadurch erzielt, daß man sich die in Wirklichkeit unregelmäßig verlaufende Trennungsfäche durch die lotrechte Fläche  $A-A$  ersetzt denkt; der Verlauf der Höhenlinien ist dann dadurch gekennzeichnet, daß sie

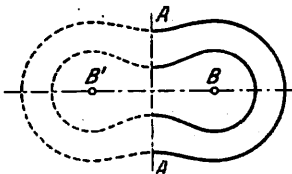
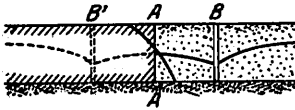


Abb. 20. Brunnen neben undurchlässiger Schicht.

winkelrecht aus Ebene  $A-A$  entspringen, denn Ebene  $A-A$  kann von keiner Flüssigkeit durchquert werden, so daß unmittelbar neben ihr die Wasserbewegung und somit auch das Gefälle gleichlaufend zu ihr gerichtet sein muß. Die gleiche Wirkung ist aber vorhanden, wenn links von  $A-A$  der Boden durch Boden gleicher

Durchlässigkeit ersetzt wird, wie er rechts von  $A-A$  ansteht, und wenn in ihm als genaues Spiegelbild zu  $B$ , bezogen auf  $A-A$  als Spiegelbildebene, ein Brunnen  $B'$  in Betrieb gesetzt wird (s. Abb. 20).

Sinngemäß können wir also bei einer Vollanlage von beliebig vielen Brunnen die Anlehnung an undurchlässigen Boden in der Weise berücksichtigen, daß wir nach Ausgleichung der unregelmäßigen Trennebene durch eine lotrechte Ebene  $A-A$ , die zugleich als Spiegel-

bildebene anzusehen ist, zu jedem wirklichen Brunnen einen gedachten Spiegelbildbrunnen in Rechnung setzen. Als Musterbeispiel für diesen Sonderfall sei die Senkungsanlage für den Bau des Kriegsdocks<sup>1)</sup> in Puerto Militar (Argentinien) erwähnt; hier lag die Baugrube neben einem bereits bestehenden Dock, dessen Mauern so tief hinabreichten, daß von dieser Seite her kein Wasser durchsickern konnte; die Fördermenge der Anlage war dem entsprechend gering, zumal in Anbetracht der großen freigelegten Grundfläche und der immerhin bedeutenden Absenktiefe.

3. Brunnen in artesischer Schicht.

Als weiterer Sonderfall sei die Absenkung in einer artesischen Schicht betrachtet. Hier löst sich der gesenkte Spiegel nirgends von der Deckschicht los, das Wasser hat keinen freien Oberflächenspiegel, sondern einen gespannten, ideellen Spiegel.

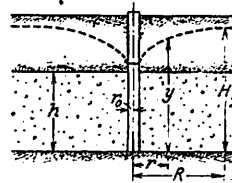


Abb. 21. Einzelbrunnen in artesischer Schicht.

Die Differentialgleichung des Zuflusses zu einem Einzelbrunnen durch einen beliebigen Mantelquerschnitt vom Halbmesser r lautet:

$$2 r \pi h k \cdot \frac{dy}{dr} = q \quad \text{oder} \quad dy = \frac{q \cdot dr}{2 r \pi h \cdot k} \quad \dots \quad 62)$$

Das Integral dieser Gleichung lautet:

$$y = H - \frac{q}{2 \pi h k} \cdot \ln \frac{R}{r} \quad \dots \quad 63)$$

Für die Vollanlage von n Brunnen erhält man die n partiellen Differentialgleichungen:

$$2 r_1 \pi \cdot h \cdot k \frac{\partial y}{\partial r_1} = q_1 \quad \dots \quad 64a)$$

$$2 r_2 \pi \cdot h \cdot k \frac{\partial y}{\partial r_2} = q_2 \quad \dots \quad 64b)$$

$$2 r_n \pi \cdot h \cdot k \frac{\partial y}{\partial r_n} = q_n \quad \dots \quad 64n)$$

Durch Integration erhält man, wenn  $\sum q_n = Q$  ist,

$$y = H - \frac{Q}{2 \pi k \cdot h} \ln \frac{R}{\sqrt{r_1 r_2 \dots r_n}} \quad \dots \quad 65)$$

Löst sich der gesenkte Spiegel von der Deckschicht ab, so läßt sich für den Einzelbrunnen das Senkungsfeld zerlegt denken in das

<sup>1)</sup> Ausgeführt von Dyckerhoff & Widmann (Biebrich) und F. H. Schmidt (Altona).



artesische Außenfeld von gespanntem Spiegel und in das Innenfeld, in dem die Loslösung des Spiegels von der Deckschicht erfolgt ist.

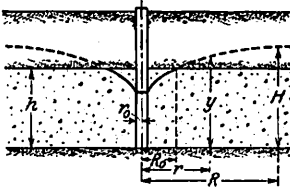


Abb. 22. Einzelbrunnen in artesischer Schicht mit freiem Spiegel des Innenfeldes.

Der Rohrmantelschnitt, der beide Teile trennt, habe den Halbmesser  $R_0$ , dann gilt für den außenliegenden Teil die Gleichung:

$$H - h = \frac{q}{2 \pi h \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{R_0}$$

oder

$$R_0 = R \cdot e^{-\frac{2 \pi h \cdot k (H - h)}{q}} \dots 67)$$

während für den innenliegenden Teil die Gleichung gilt:

$$h^2 - y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{R_0}{r} = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{r} - 2 h (H - h),$$

es wird also

$$y^2 = 2 H \cdot h - h^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{r} \dots 67)$$

Handelt es sich nicht um einen Einzelbrunnen, sondern um eine Vollanlage, so muß Gl. 67 sinngemäß lauten:

$$y^2 = 2 H \cdot h - h^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_1 r_2 \dots r_n}} \dots 68)$$

Es ist dabei vorausgesetzt, daß die Entnahme so groß ist, daß die innere Reichweite  $R_0$  um ein genügend großes Maß größer ist als der gemittelte Halbmesser der Brunnenreihe.

Ein wesentlicher Unterschied der Absenkung in artesischen Strecken von der Absenkung bei freiem Wasserspiegel ist der, daß die Einstellung der Senkung auf den Strecken von gespanntem Wasserspiegel ohne Zeitverlust eintritt, da durch Senkung des ideellen Spiegels keinerlei Bodenraum wasserfrei gelegt wird, sondern nur eine Druckentspannung erzielt wird; bei der Senkung eines freien Wasserspiegels dagegen erfolgt die Senkung erst nach Förderung der zwischen den Spiegeln befindlichen Wassermengen, also nach der dieser Förderung entsprechenden Zeitspanne.

#### 4. Brunnen in Gewässernähe.

Arbeitet eine Anlage in der Nähe eines Gewässers, so findet eine Beeinflussung statt, die von der Entfernung und der Beschaffenheit des Ufers abhängt. Es sei angenommen, daß es sich um eine Anlage handelt, deren Brunnen nur etwa bis zur Tiefe der Flußsohle hinabreichen; auch sei zunächst die Wirkungsweise eines Einzelbrunnens betrachtet; das in Wirklichkeit in den meisten Fällen abgeböschte Ufer sei durch eine lotrechte Ausgleichfläche ersetzt.

Sind die Ufer mit irgend einer Verkleidung versehen, so übt diese eine stark abdichtende Wirkung aus, fehlt diese Verkleidung, so pflegt die benetzte Uferwandung infolge der Sinkstoffablagerung des Gewässers eine natürliche Deckschicht von stark abdichtender Wirkung zu besitzen. Eine Ausnahme bilden die Gewässer von so starker Wasserbewegung, daß nur gröbere Bestandteile zu dauernder Ablagerung kommen.

Ist  $s_1$  die Stärke der abdichtenden Schicht und  $k_1$  ihre Durchlässigkeit, so verläuft in ihr der Spiegel steiler als im Brunnengelände, wenn  $k_1 < k$ . Denkt man sich die Schicht  $s_1$  durch eine Schicht  $s'$  von der Durchlässigkeit  $k$  ersetzt, und verlangt man, daß hierdurch der Verlauf des gesenkten Spiegels außerhalb der Ersatzschicht nicht geändert wird, so muß offenbar die ersetzende Schicht eine so große Stärke erhalten, daß  $s' = \frac{s_1}{k_1} \cdot k$  ist; denn sowohl die bei der Durchsickerung der Schicht verloren gehende Druckhöhe  $dy$  wie die Sickermenge  $v$  müssen in beiden Fällen gleich groß sein; da aber entsprechend dem Darcyschen Gesetz  $\frac{dy}{ds} = \frac{v}{k}$ , ist hier  $\frac{dy}{v} = \frac{s'}{k} = \frac{s_1}{k_1}$  ein Festwert.

Man kann dann drei Grenzfälle unterscheiden, für die eine einfache rechnerische Lösung möglich ist: im ersten derselben ist  $k_1 = k$ , also  $s' = 0$ ; im zweiten ist  $\frac{s_1}{k_1} \cdot k = R - a$ , wenn  $R$  die Reichweite des Brunnens und  $a$  sein Abstand von der landseitigen Kante der Ersatzschicht ist; als dritter Grenzfall hat der Fall zu gelten, daß  $k_1$  dem Wert 0 zustrebt.

Im ersten der Grenzfälle, dessen Lösung Forchheimer zu verdanken ist, nimmt der gesenkte Spiegel seinen Ursprung von der Uferlinie aus, auf der ganzen Uferlinie besitzt der zum Senkungsfeld gehörige Spiegel die Höhe  $H$ ; die Wasserbewegung und somit auch das Gefälle schneidet die Uferlinie winkelrecht. Die gleiche Wirkung würde aber erzielt werden, wenn der Fluß mit dem gleichen Boden zugeschüttet würde, aus dem das Brunnengelände besteht, und wenn in der Zuschüttung als Spiegelbild zum Entnahmebrunnen ein Quellbrunnen geschaffen würde, aus dessen Mantel die gleiche Wassermenge austritt, die aus dem Entnahmebrunnen gefördert wird.

Für den Grenzfall 1 ist also der Einfluß der Gewässernähe auf eine beliebige Vollanlage in der Weise zu berücksichtigen, daß in dem zugeschüttet gedachten Gewässer als Spiegelbild zu jedem Entnahmebrunnen ein Quellbrunnen in Ansatz gebracht wird, aus dessen Mantel dieselbe Wassermenge entströmt, die aus dem ihm entsprechen-

den Entnahmehrunden gefördert wird. Wird der Abstand eines beliebigen Punktes vom Einzelbrunnen bzw. dessen Spiegelbild mit  $r$  bzw.  $r'$  bezeichnet, so ergibt sich für den Einzelbrunnen (entsprechend Gl. 48) seine Höhe aus der Gleichung  $y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{r}{r'} + C$ . Da aber

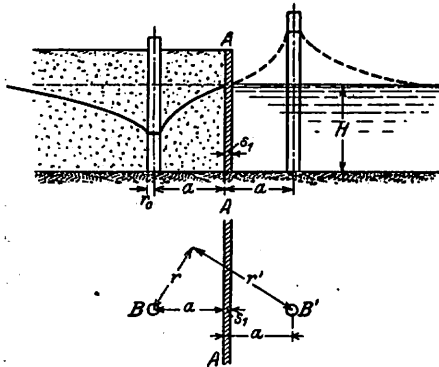


Abb. 23. Einzelbrunnen neben offenem Gewässer,  $k_1 = k$ .

für die Grenzlinie des Senkungsfeldes  $r = r' = R$  ist, so ist  $\ln \frac{r}{r'}$  hier  $= 0$  und somit auch  $C = H^2$ . Es wird dann folgende Gleichung der Senkung erhalten:

$$y^2 = H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{r'}{r}; \quad (69)$$

für alle Punkte der Wasserlinie ist  $r' = r$ , also  $y = H$ , was zu beweisen war. Für die Vollanlage lautet sinngemäß diese Gleichung

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{\sqrt[n]{r'_1 r'_2 \dots r'_n}}{\sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \dots r_n}} \dots \dots \dots (70)$$

Für den Einzelbrunnen hätte als Grenzlinie des Senkungsfeldes diejenige Linie zu gelten, für deren Punkte der Bruch  $\frac{r'}{r}$  praktisch  $= 1$  ist. Entsprechend ist die Reichweite der Vollanlage zu deuten.

Ist  $a$  der Abstand des Einzelbrunnens von der Uferlinie, so ist die Spiegelhöhe im Brunnen durch die Gleichung gegeben

$$y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{2a}{r_0} \dots \dots \dots (71)$$

Die erreichbare Senkung fällt also um so geringer aus, je näher der Brunnen der Uferlinie steht. Ist  $a = \frac{1}{2} R$ , = der Hälfte derjenigen Reichweite, die sich ohne Vorhandensein des Gewässers einstellen würde, so wird  $y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0}$ ; eine Beeinflussung des Brunnens durch die Gewässernähe wäre hier nicht mehr vorhanden.

Für eine Anlage von 20 Brunnen, deren fußseitige Reihe von 10 Brunnen in 20 m Entfernung von der Uferlinie steht, während die andern 10 Brunnen in 40 m Entfernung vom Ufer stehen, ergibt sich nach Kyrielleis auf Grund obiger Gleichungen für  $H = 20$  m und  $k = 0,002$  nebenstehendes Bild der Absenkung. Auf der Flußseite wären daher die Brunnen enger zu stellen, wenn eine gleich-

mäßige Senkung zwischen den beiden Brunnenreihen erzielt werden soll.

Im dritten der aufgeführten Grenzfälle tritt kein Wasser durch die Uferwand hindurch, die Wirkung des Gewässers selbst hat ganz aufgehört, dafür ist die Wirkung der undurchlässigen Uferwandung in den Vordergrund getreten, die gemäß unsern Ableitungen

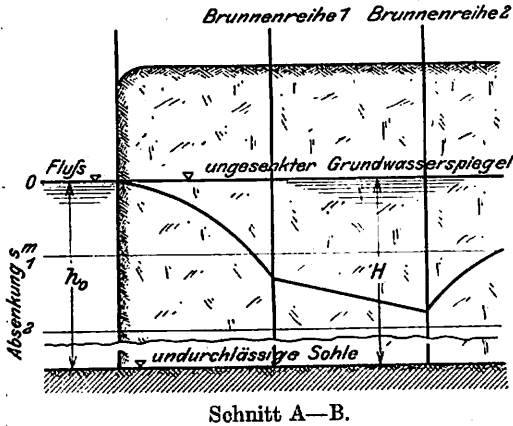
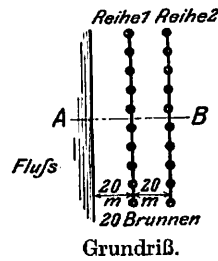


Abb. 24. Zweireihige Anlage neben offenem Gewässer (nach Kyrieleis).



von IB 2 in der Weise zu berücksichtigen ist, daß man jenseits der Fläche A—A zu jedem wirklichen Brunnen einen Spiegelbildbrunnen in Ansatz bringt, aus dem man sich dieselbe Menge wie aus dem wirklichen Brunnen entnommen denkt.

Im zweiten der aufgeführten Grenzfälle der Flußnähe findet offenbar die Absenkung außerhalb der Fläche A—A so statt, als wenn sowohl das Gewässer wie die Uferdeckschicht durch Boden von der Beschaffenheit des Brunnengeländes ersetzt wäre. Halten wir auch hier an der Inrechnungstellung je eines Spiegelbildbrunnens jenseit Ebene A—A fest, so müssen wir ihm hier die Entnahme  $q=0$  zuweisen.

Da sich die drei Grenzfälle in der Weise abstaffeln, daß aus den gedachten Zusatzbrunnen einmal die Menge  $-q$ , das zweite Mal die Menge  $0$ , das dritte Mal die Menge  $+q$  entnommen gedacht wird, so wird man für die dazwischenliegenden Fälle zu angenäherten Ergebnissen kommen, wenn man die jeweils in Ansatz zu bringende Entnahmemenge  $q'$  durch Zwischenschaltung zwischen  $-q$ ,  $0$  und  $+q$  bestimmt; die Gleichung, nach der die Zwischenschaltung vorzunehmen ist, müßte die Bedingungen der drei Grenzfälle erfüllen; eine Gleichung dieser Art wäre

$$q' = q - \frac{2q}{e^{s'}} \left( 1 + \frac{s' (e^{R-a} - 2)}{R - a + s'} \right) \dots \dots \dots 72)$$

Naturgemäß führt dieser Gedankengang nur zu einem Näherungsverfahren, dessen Ungenauigkeit durch folgende Umstände verstärkt wird: für die abdichtende Schicht ist sowohl die Stärke wie der  $k$ -Wert äußerst schwer zu schätzen, auch läßt sich die Reichweite nur schwer schätzen; endlich muß damit gerechnet werden, daß beim Übergang zwischen zwei Schichten von verschiedener Durchlässigkeit Brechungserscheinungen auftreten, die mit der Lichtbrechung Ähnlichkeit haben; läuft der ideelle Weg eines Wasserteilchens schräg zur Trennungsfäche beider Schichten, so wird es nicht etwa diesen geradlinigen Weg nehmen, sondern nach dem Gesetz des geringsten Kraftaufwandes einen gebrochenen Weg, der dadurch gekennzeichnet ist, daß gegenüber der geraden Linie die Wegstrecke in der weniger durchlässigen Schicht verkürzt, in der durchlässigeren Schicht verlängert wird.

5. Brunnen in strömendem Grundwasser.

Wenn bei allen bisherigen Ausführungen ruhendes Grundwasser vorausgesetzt war, so sei jetzt der wichtige Sonderfall behandelt, daß die Anlage in strömendem Grundwasser anzulegen ist; hat der Spiegel des Grundwasserstromes das Gefälle  $\alpha$ , so sei zur Vereinfachung angenommen, daß die wassertragende Sohle im gleichen Gefälle liege; auch sei zunächst nur ein Einzelbrunnen betrachtet.

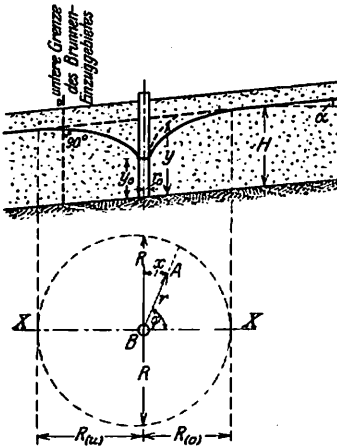


Abb. 25. Einzelbrunnen in strömendem Grundwasser.

Es werde durch die Brunnenachse im Grundriß ein Achsenkreuz gelegt, dessen  $X$ -Achse dem Gefälle gleichgerichtet ist, und ein Punkt  $A$  im Abstand  $r$  vom Achsenpunkt  $B$  betrachtet; bildet der Strahl  $A-B$  mit der  $X$ -Achse den Winkel  $\varphi$ , so muß der Spiegel in  $A$  folgende zwei partielle Differentialgleichungen erfüllen:

$$2 r \pi y \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r} = q \quad \dots \quad 73)$$

$$y \cdot k \cdot \frac{\partial y}{\partial r \cos \varphi} = H \cdot k \cdot \alpha \quad \dots \quad 74)$$

Durch Integration dieser Gleichungen erhält man:

$$y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln r + 2 H \alpha \cdot r \cdot \cos \varphi + C. \quad \dots \quad 75)$$

Ist  $y_0$  die Spiegelordinate am Brunnenmantel, so ist

$$y^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{r}{r_0} + 2 H \alpha (r - r_0) \cos \varphi. \quad \dots \quad 76)$$

Sowohl für  $\varphi = 90^\circ$  wie für  $\varphi = 270^\circ$  nimmt die Gleichung die Form an  $y^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{r}{r_0}$ ; quer zum Gefälle stellt sich also der Spiegel in genau derselben Form ein wie bei ruhendem Grundwasser; wir können auf diesen Schnitt all unsere früheren Ableitungen unverändert anwenden; ist also  $R$  die Reichweite in diesem Schnitt, so ergibt sich die Brunnenspiegelhöhe aus der Gleichung

$$H^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi k} \cdot \ln \frac{R}{r_0} \dots \dots \dots 77)$$

Hat man nach einem der weiter unten angegebenen Verfahren die Reichweite quer zum Gefälle ermittelt, so ist dadurch die Spiegelhöhe  $y_0$  am Brunnenmantel gegeben. Aus dieser Spiegelhöhe  $y_0$  kann man wiederum die Reichweite des Brunnens in beliebiger Richtung ermitteln; für die Punkte der Grenzlinie geht nämlich Gl. 76) in die Form über:

$$H^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{r_0} + 2 H \alpha \cos \varphi (R - r_0) \dots \dots 78)$$

Für die beiden Schnittpunkte der Grenzlinie mit der  $X$ -Achse ist  $\varphi = 0^\circ$  bzw.  $= 180^\circ$ ; die Reichweite stromauf bzw. stromab ist also durch die Gleichung gegeben

$$H^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0} \pm 2 H \alpha (R - r_0) \dots \dots \dots 79)$$

Stromauf ist die Reichweite kürzer, stromab, länger als quer zum Strom.

Nun ist die Reichweite quer zum Stromstrich nicht beliebig zu wählen, sondern durch die Fördermenge und die Strömungsverhältnisse eindeutig gegeben. Das entnommene Wasser kann auf drei Arten ersetzt werden: durch Senkung des Spiegels unter gleichzeitigem Vorschub der Reichweite, durch Regenfall bzw. unterirdische Quellen und endlich durch die Grundwasserströmung.

Der Vorschub der Reichweite kann für die ersten Betriebsabschnitte nach Gl. 16) bis 18) erfolgen, da hier der Einfluß der Grundwasserströmung und auch der des Regens durchaus in den Hintergrund tritt. Man vernachlässigt also hierbei auch den Umstand, daß die Grenzlinie des Senkungsfeldes nicht genau die Form eines um den Brunnen beschriebenen Kreises besitzt.

Auch für die Bestimmung der auf das Senkungsfeld niedergehenden Regenmenge kann man dessen Grundfläche bei den hier in Frage kommenden Gefälleverhältnissen ohne wesentlichen Fehler als Kreisfläche ansehen; denn erst bei sehr ansehnlichem Gefälle ist der Längsdurchmesser des Senkungsfeldes wesentlich größer als der

Querdurchmesser. Deshalb kann man bei mittlerem und kleinem Gefälle die auf das Senkungsfeld niedergehende Regenmenge mit dem Betrag  $q_{(s)} R^2 \pi$  ansetzen.

Ist der Grundwasserstrom so breit, daß die Stromführung im Vergleich mit der Entnahme und dem auf das Senkungsfeld niedergehenden Regen sehr groß ist, so werden die Stromverhältnisse unterhalb der Reichweite durch den Brunnen nicht berührt; strömt oberhalb des Feldes die Menge  $2 H \alpha R k$  zu ihm hin, so strömt unterhalb dieselbe Menge von ihm fort, die Entnahme wird durch den

Regenfall gedeckt. Die Grenzreichweite ist erreicht, wenn  $R = \sqrt{\frac{q}{\pi \cdot q_{(s)}}}$  ist. Bei starkem Gefälle ist das Feld als Ellipse zu behandeln und die ihm zufallende Regenmenge mit dem Betrag  $\frac{1}{3} (R_o + R_u) \cdot R \cdot \pi \cdot q_{(s)}$  anzusetzen, wenn  $R_o$  bzw.  $R_u$  die berg- bzw. talwärts gemessenen Reichweiten und  $R$  die quer zum Stromstrich gemessene Reichweite bedeutet.

Für die Vollanlage muß das Achsenkreuz auf den Schwerpunkt der Entnahme bezogen werden; ist  $r_{(s)}$  der Abstand eines Punktes  $A$  von diesem Schwerpunkt, so muß bei  $n$  Brunnen ohne Regenfall die Spiegelgleichung des Punktes  $A$  folgende  $n + 1$  partielle Differentialgleichungen befriedigen:

$$2 y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1} = \frac{q_1}{\pi k r_1} \quad . \quad 80a) \quad 2 y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_n} = \frac{q_n}{\pi k \cdot r_n} \quad . \quad 80n)$$

$$2 y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_2} = \frac{q_2}{\pi k r_2} \quad . \quad 80b) \quad 2 y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(s)} \cos \varphi} = 2 H \alpha \quad . \quad 80n + 1)$$

Durch Integration erhält man:

$$y^2 = \frac{\sum q_n}{\pi \cdot k} \cdot \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n} + 2 H \alpha r_{(s)} \cos \varphi + C \quad . \quad . \quad 81)$$

oder nach Ausscheiden des Festwertes  $C$

$$H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n}} + 2 H \alpha (R - r_{(s)}) \cos \varphi \quad . \quad 82)$$

Bei starkem Gefälle wird man mit Rücksicht auf die Streckung des Feldes in der Längsrichtung und auf die Steilheit des Oberwassertrichters den Schwerpunkt der Entnahme gegenüber der Baugrubenmitte stromaufwärts zu rücken und die Breitenentwicklung der Anlage stärker zu betonen haben.

## 6. Brunnen in schmalem Grundwasserstrom.

Ist die Strombreite eine begrenzte, so muß sich das Senkungsfeld durch Vorschub der Reichweite bis an die Ufer ausdehnen;

denken wir uns die Uferwandungen durch lotrechte, dem Stromstrich gleichlaufende Flächen ersetzt, so können wir unter Benutzung unserer Ausführungen von Sonderfall 2 die Wirkung dieser undurchlässigen Begrenzungsflächen dadurch berücksichtigen, daß wir hinter jeder derselben unsere Anlage (die zunächst als Einzelbrunnen gedacht sei) als Spiegelbild angeordnet in Rechnung setzen; zu jedem dieser Spiegelbilder sind jenseits der gegenüberliegenden Uferwandung noch-

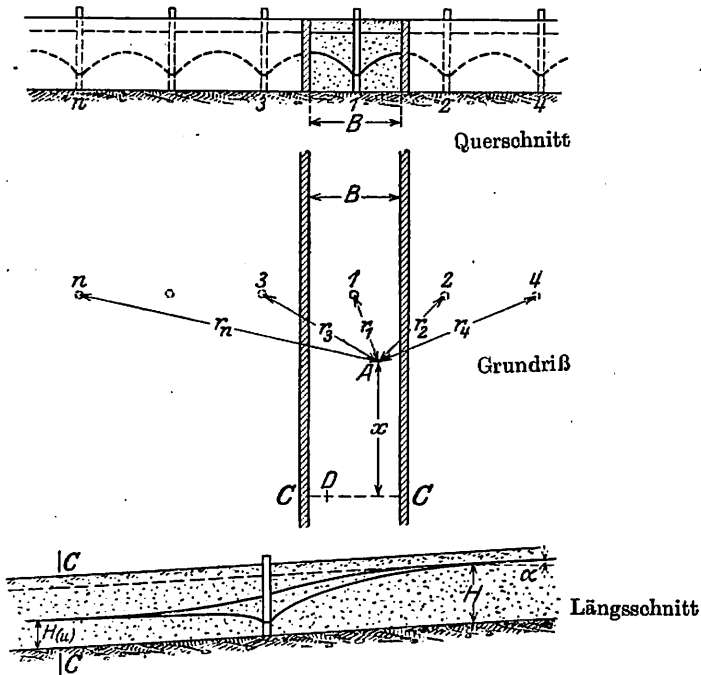


Abb. 26. Einzelbrunnen in schmalen Grundwasserstrom.

mals die Spiegelbilder anzusetzen und so fort bis zu derjenigen Grenze, bei der der Einfluß der Spiegelbildbrunnen auf den Spiegel in  $A$  praktisch  $= 0$  ist.

Stellt sich unterhalb der Unterwasser-Reichweite des Brunnens die Höhe  $H_{(u)}$  des Grundwasserstromes ein, so ist unter Zugrundelegung der aus der Abb. 26 ersichtlichen Bezeichnung  $H_{(u)} \cdot B \cdot k \cdot \alpha = H \cdot B \cdot k \cdot \alpha - q$  oder

$$H_{(u)} = H - \frac{q}{B \cdot k \cdot \alpha} \dots \dots \dots 83)$$

Steht der Brunnen in der Strommitte, so können wir einen im Abstand  $10B$  unterhalb des Brunnens gelegten Stromquerschnitt als untere Begrenzung des Senkungsfeldes ansehen; denn für irgendeinen



Punkt  $D$  dieser Linie  $C-C$  hat der Ausdruck  $\sum \ln R_{(n)}$ , praktisch denselben Wert wie für irgendeinen anderen Punkt der Linie  $C-C$ ; alle Punkte derselben haben also die gleiche Spiegelhöhe  $H_{(u)}$ . Für einen beliebigen Punkt  $A$  im Abstände  $x$  oberhalb  $C-C$  haben wir dann bei  $n$  gedachten Zusatzbrunnen die  $n + 2$  partiellen Differentialgleichungen:

$$y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1} = \frac{q}{2\pi \cdot k r_1} \quad . \quad 83a) \quad y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{n+1}} = \frac{q}{2\pi \cdot k r_{n+1}} \quad . \quad 83n + 1)$$

$$y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_2} = \frac{q}{2\pi \cdot k r_2} \quad . \quad 83b) \quad k \cdot y \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{H \cdot B \cdot k \cdot \alpha - q}{B} \quad . \quad 83n + 2)$$

Durch Integration erhält man

$$y^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \ln (r_1 r_2 \cdots r_n) + \frac{2(H \cdot B \cdot k \cdot \alpha - q)}{B \cdot k} \cdot x + C \quad . \quad . \quad 84)$$

Für  $x=0$  wird

$$H_{(u)}^2 = \frac{q}{\pi k} \ln (R_1 R_2 \cdots R_{(n+1)}) + C; \quad . \quad . \quad . \quad 85)$$

hieraus ergibt sich

$$y^2 = H_{(u)}^2 + \frac{q}{\pi k} [\ln (r_1 r_2 \cdots r_{n+1}) - \ln (R_1 R_2 \cdots R_{n+1})] + \frac{2x}{Bk} (HBk\alpha - q) \quad 86)$$

Die Grenze, bis zu der man die gedachten Zusatzbrunnen noch als wirksam ansehen kann, darf mit 20 bis 50  $B$  beiderseits des wirklichen Brunnens angesetzt werden, für überschlägliche Berechnungen entsprechend geringer; dabei ist angenommen, daß der Abstand der unteren Grenzlinie  $C-C$  vom Brunnen etwa 10  $B$  beträgt. Die gedachten Zusatzbrunnen jeder der beiden hinter den Ufern sich erstreckenden Reihen kann man sich bei überschläglichen Rechnungen durch je einen einzigen, entsprechend großen Brunnen im Schwerpunkt der betreffenden Reihe ersetzt denken.

In enger Annäherung ist nun  $r_6 \cdot r_7 \cdots r_{n+1} = R_6 \cdot R_7 \cdots R_{(n+1)}$ ; ferner hatten wir  $R_1 = 10B$  gesetzt; die Gl. 86) geht dann in die Form über

$$y^2 = H_{(u)}^2 + \frac{q}{\pi k} \ln \frac{r_1 r_2 r_3 r_4 r_5}{10B \cdot R_2 R_3 R_4 R_5} + \frac{2x}{B \cdot k} (HBk\alpha - q) \quad . \quad . \quad 86a)$$

Die Oberwasserreichweite errechnet sich zu einem bestimmten Betrage  $R_{(o)}$ , wenn man  $y = H$  in diese Gleichung einführt; jenseits  $R_{(o)}$  hört die Gültigkeit der Gleichung auf.

Die Gleichung der Vollanlage ergibt sich sinngemäß dadurch, daß man zu jedem einzelnen Brunnen die Spiegelbildreihen jenseits der beiden Uferwandungen in Ansatz bringt.

Ist die Entnahme der Anlage im Vergleich mit der Wasserführung des Grundwasserstromes sehr groß, so wird man auf die

ringförmige Einfassung der Baugrube durch die Brunnenreihe verzichten können und nur eine den Strom oberhalb durchquerende Brunnenreihe vorzusehen brauchen.

Bei diesen Ausführungen ist angenommen worden, daß der Vorfluter unsres Grundwasserstromes (etwa der Hauptgrundwasserstrom, der den Nebenstrom aufnimmt) sehr weit entfernt liege; es würde zu weit führen, alle hier möglichen Zu- und Abflußverhältnisse rechnerisch zu behandeln; die Gleichungen hierfür dürften sich an Hand der obigen Ausführungen ohne Schwierigkeit aufstellen lassen.

### 7. Übereinanderliegende Schichten von verschiedener Durchlässigkeit.

Werden von einem Einzelbrunnen gewollt oder ungewollt zwei übereinanderliegende Schichten von verschiedener Durchlässigkeit angeschnitten, so bewegt sich das Wasser in der durchlässigeren Schicht schneller als in der wenig durchlässigen Schicht; hier sei nur der in der Regel vorliegende Fall betrachtet, daß die durchlässigeren Schichten unter den Schichten geringerer Durchlässigkeit liegen. Entspricht nun für jede der beiden Schichten die Filterdurchlässigkeit der Brunnen der Bodendurchlässigkeit, so nimmt die Wasserführung der unteren Schicht mit wachsender Brunnennähe auf Kosten der oberen Schicht zu; die rechnerische Erfassung dieses Vorganges ist einfach, sowie man die als zulässig anzusehende Annahme macht, daß die mit der lotrechten, abwärts gerichteten, geringen Ausgleichbewegung verbundenen Druckverluste gegenüber den auf dem wagerechten Wege erlittenen Verlusten vernachlässigt werden können.

Es sei  $h_1$  die Höhe, mit der das Filter die untenliegende Schicht von der Durchlässigkeit  $k_1$  anschneidet, während  $H$  die Höhe des ungesenkten Spiegels über der Sohle des Filters sei; die Spiegelhöhe des gesenkten Spiegels über der Sohle der oberen Schicht von der Durchlässigkeit  $k$  sei mit  $y$  bezeichnet. Dann ist nach Einstellung des Beharrungszustandes die Entnahme gleich der Summe der beiden Wassermengen, die auf dem Rohrmantelschnitt vom beliebigen Halbmesser  $r$  die obere und untere Schicht durchsickern, es ist also

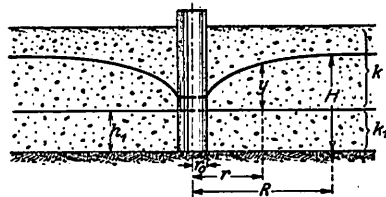


Abb. 27. Anschneiden zweier Schichten von verschiedener Durchlässigkeit.

$$q = 2r\pi h_1 k_1 \frac{dy}{dr} + 2r\pi y \cdot k \cdot \frac{dy}{dr} \dots \dots \dots 87)$$

oder

$$2y \cdot dy + 2h_1 \frac{k_1}{k} dy = \frac{q \cdot dr}{\pi \cdot k \cdot r} \dots \dots \dots 88)$$

Durch Integration erhält man

$$y^2 + 2h_1 y \cdot \frac{k_1}{k} = \frac{q}{\pi k} \ln r + C \dots \dots \dots 89)$$

Da an der Grenzlinie (für  $r=R$ )  $y=H-h_1$  ist, so wird

$$(H-h_1)^2 + 2Hh_1 \frac{k_1}{k} - 2h_1^2 \frac{k_1}{k} = \frac{q}{\pi k} \ln R + C.$$

Durch Auflösen der Gl. 89 erhält man

$$\left(y + h_1 \frac{k_1}{k}\right)^2 = \frac{q}{\pi k} \ln r + C + \left(\frac{h_1 k_1}{k}\right)^2 \dots \dots \dots 90)$$

oder nach Ausscheiden des Festwertes  $C$ 

$$y = -\frac{h_1 k_1}{k} + \sqrt{\left[H - h_1 + h_1 \frac{k_1}{k}\right]^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}} \dots \dots 91)$$

Soll die Wirkungsweise einer Vollanlage ermittelt werden, so stehen folgende  $n$  partielle Differentialgleichungen zur Verfügung:

$$2y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_1} + 2h_1 \cdot \frac{k_1}{k} \cdot \frac{\partial y}{\partial r} = \frac{q}{\pi k r_1} \dots \dots \dots 92a)$$

$$2y \cdot \frac{\partial y}{\partial r_n} + 2h_1 \cdot \frac{k_1}{k} \cdot \frac{\partial y}{\partial r_{(n)}} = \frac{q}{\pi k r_n} \dots \dots \dots 92n)$$

Durch Integration erhält man:

$$y^2 + 2h_1 \cdot y \cdot \frac{k_1}{k} = \frac{q}{\pi k} \ln(r_1 r_2 \dots r_n) + C \dots \dots \dots 93)$$

$$\left(y + h_1 \cdot \frac{k_1}{k}\right)^2 = \frac{q}{\pi k} \ln(r_1 r_2 \dots r_n) + C + \left(\frac{h_1 k_1}{k}\right)^2 \dots 93a)$$

Nach Ausscheiden des Festwertes  $C$  erhält man

$$y = -h_1 \cdot \frac{k_1}{k} + \sqrt{\left(H - h_1 + h_1 \frac{k_1}{k}\right)^2 - \frac{nq}{\pi k} (\ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \dots r_n})} \dots 94)$$

Soll Regenfall berücksichtigt werden, so erweitert sich jede der  $n$  partiellen Differentialgleichungen um das der rechten Seite zuzufügende Glied  $-\frac{q_{(s)} \cdot r_n}{\pi n \cdot k}$ . Durch Integration erhält man:

$$\left(y + h_1 \frac{k_1}{k}\right)^2 = \left(\frac{h_1 k_1}{k}\right)^2 + \frac{nq}{\pi k} \ln(r_1 r_2 \dots r_n) - \frac{q_{(s)}}{2kn} (r_1^2 + r_2^2 + \dots r_n^2) + C \quad 95)$$

Durch Ausscheiden des Festwertes erhält man

$$y = -h_1 \frac{k_1}{k} + \sqrt{\left(H - h_1 + h_1 \frac{k_1}{k}\right)^2 - \frac{nq}{\pi k} (\ln R - 0,5 - \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \dots r_n}) - \frac{q_{(s)}}{2kn} (r_1^2 + r_2^2 + \dots r_n^2)} \dots 96)$$

Zwar dürften die Filter meist der Durchlässigkeit der weniger durchlässigen Schicht angepaßt sein, die Stärke  $ds$  des Filters ist aber so gering, daß der durch die Filterhaut verursachte Spannungsabfall  $dy = v \cdot k \cdot ds$  auch für die durchlässigere Schicht erst dann stärker ins Gewicht fällt, wenn der  $k$ -Wert beider Schichten erheblich verschieden ist. Das Bild ändert sich allerdings wesentlich, wenn sich entweder an der oberen oder der unteren Filterstrecke oder an beiden die aus dem Boden etwa mitgerissenen feinen Bodenteilchen absetzen und eine stärkere Filterschicht von besonders geringer Undurchlässigkeit bilden, die eine merkliche Unstetigkeit des Gefälles am Brunnen verursacht.

### C. Absenkung unter Gewässern.

#### 1. Allgemeine Grundgleichung.

Während bei dem allgemeinen Verfahren die Richtung der ideellen Wasserfädchen als wagrecht oder nahezu wagrecht angenommen wird, tritt hier der Einfluß des durch das Flußbett hindurch lotrecht auf den gesenkten Wasserspiegel hinabsickernden Wassers hinzu.

Bei lotrecht abwärtssickerndem Wasser erweitert sich die Darcy'sche Gleichung zu der Form:

$$\frac{dp}{dh} + \gamma = \frac{v}{k}, \quad \dots \dots \dots 97)$$

wenn der auf der Höhenstrecke  $dh$  zu verzeichnende Druckverlust  $= dp$  ist.

Da man das Raumgewicht  $\gamma$  mit genügender Genauigkeit  $= 1$  setzen kann, so läßt sich die Gleichung auch schreiben:

$$\frac{dp}{dh} + 1 = \frac{v}{k}. \quad \dots \dots \dots 98)$$

Durchsickert das Wasser zuerst eine Schicht von der Durchlässigkeit  $k_1$  mit der lotrecht abwärts gerichteten Geschwindigkeit  $v_1$ , sodann die darunter liegende Schicht von der Durchlässigkeit  $k_2$  mit der Geschwindigkeit  $v_2$ , so ist im Beharrungszustande die Sickermenge der oberen Schicht gleich der der unteren Schicht; faßt man  $v$  als Ergiebigkeitsmenge je qm und Sekunde auf, so erhält man  $v_2 = v_1 = k_1 \left( \frac{dp}{dh} + 1 \right)$ . Ist  $k_1$  sehr klein, so wird für jeden praktisch möglichen Wert  $\frac{dp}{dh}$  der Betrag  $v_2 = v_1 \leq k_2$ ; das bedeutet aber, daß in der oberen, besonders undurchlässigen Schicht eine solche Abdrosselung des Druckes und der Sickermenge stattfindet, daß das

Wasser in der tieferliegenden, durchlässigeren Schicht nicht mehr in zusammenhängender Strömung, sondern tropfen- oder fadenweise hinabsickert.

Dieser Fall liegt nun bei Grundwassersenkungen unter Flüssen meist vor, denn hier hat sich (wenigstens in den ruhiger fließenden Unterläufen der Ströme) eine Sinkstoff-Deckschicht im Flußbett abgesetzt, die sich durch eine hohe Undurchlässigkeit auszeichnet; ist  $s_1$  die Stärke dieser Schicht und  $h_0$  die Wasserhöhe im Fluß, dann ist die durch 1 qm Flußbett sekundlich durchsickernde Wassermenge

$$q_1 = v_1 = k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1}.$$

2. Längserstreckte Anlage.

Nun müssen wir hier unterscheiden zwischen den quer zur Flußachse mit ausgesprochener Längenerstreckung laufenden Senkungsanlagen und den zentrisch wirkenden, eine Baugrube kreisartig umschließenden Anlagen.

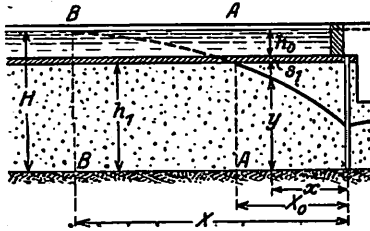


Abb. 28. Längserstreckte Anlage unter offenen Gewässern.

Wird bei den ersterwähnten Anlagen auf 1 lfd. m Baugrubeneinfassung die sekundliche Wassermenge  $q$  entnommen, dann ist unter Zugrundelegung der aus Abb. 28 ersichtlichen Bezeichnungen für einen Querschnitt im Abstände  $x$  von der Brunnenreihe

$$v \cdot y + x \cdot v_1 = q \dots \dots \dots 99)$$

oder

$$k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} + x \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} = q \dots \dots \dots 100)$$

Integriert man, so erhält man

$$\frac{y^2}{2} = \frac{q}{k} \cdot x - \frac{k_1}{k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot \frac{x^2}{2} + C \dots \dots \dots 101)$$

Ist  $X_0$  der Abstand, in dem der gesenkte Spiegel die Flußbett-Deckschicht anschneidet, dann ist

$$h_1^2 - y^2 = \frac{2q}{k} (X_0 - x) - \frac{k_1}{k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} (X_0^2 - x^2) \dots \dots 102)$$

Auf der artesischen Außenstrecke A—B ist die Höhe des Durchflußquerschnittes unveränderlich =  $h_1$ , während an beliebiger Stelle  $x$  dieser Strecke der Wasserdruck in Höhe Unterkante-Deckschicht den

Wert  $y = h_1$  hat; die durch 1 qm Flußsohle an dieser Stelle abwärts sickernde Wassermenge ist also

$$q_1 = k_1 \cdot \left( \frac{h_0 - y + h_1}{s_1} + 1 \right) = k_1 \cdot \frac{H - y}{s_1};$$

es wird daher

$$h_1 \cdot k \cdot \frac{dy}{dx} + \int_{x_0}^x k_1 \cdot \frac{H - y}{s_1} \cdot dx = q - X_0 \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} = q_0 \quad (103)$$

oder nach einmaliger Differenzierung

$$h_1 \cdot k \cdot \frac{d''y}{dx^2} + k_1 \cdot \frac{H - y}{s_1} = 0 \quad (104)$$

$$\alpha \cdot \frac{d''y}{dx^2} + H = y \quad (105)$$

wenn

$$\alpha = \frac{h_1 \cdot s_1 \cdot k}{k_1}.$$

Es seien  $A$  und  $C$  der Festwerte, dann ist das Integral obiger Differentialgleichung:

$$y = H - A \cdot e^{\frac{C-x}{\sqrt{\alpha}}}, \quad (106)$$

wovon man sich leicht durch Differenzierung überzeugen kann.

In unseren Ansätzen treten die vier Unbekannten auf  $X_0$ ,  $X$ ,  $C$  und  $A$ . Zu ihrer Errechnung haben wir zunächst die Bedingung, daß für  $x = X_0$  die Spiegelordinate  $y = h_1$  sein muß; wird ferner angenommen, daß das den Brunnen zufließende Grundwasser nur aus dem lotrecht abwärtssickernden Flußwasser gespeist wird, dann haben wir für den zweiten Ansatz die Bedingung, daß das auf der artesischen Außenstrecke hinabsickernde Wasser gleich der durch den lotrechten Querschnitt  $A-A$  fließenden Sickerwassermenge sein muß; als dritte und vierte Bedingung tritt die Bedingung hinzu, daß im Querschnitt  $B-B$  sowohl  $H - y$  wie  $\frac{dy}{dx} = 0$  ist. Es ergeben sich dann folgende Gleichungen:

$$h_1 = H - A \cdot e^{\frac{C-X_0}{\sqrt{\alpha}}}, \quad (107)$$

$$q = X_0 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot k_1 + \frac{h_1 \cdot k \cdot A}{\sqrt{\alpha}} \cdot e^{\frac{C-X_0}{\sqrt{\alpha}}}, \quad (108)$$

$$0 = A \cdot e^{\frac{C-X}{\sqrt{\alpha}}}, \quad (109)$$

$$0 = \frac{A}{\sqrt{\alpha}} \cdot e^{\frac{C-X}{\sqrt{\alpha}}}. \quad (110)$$

Aus diesen Gleichungen geht hervor, daß die Reichweite sehr

groß ist; setzen wir noch  $e^{\frac{C-X_0}{\sqrt{a}}} = B$ , dann wird:

$$A \cdot B = H - h_1 = h_0 + s_1, \quad \dots \dots \dots 111)$$

$$A \sqrt{\frac{h_1 \cdot k_1 \cdot k}{s_1}} \cdot B = q - X_0 \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1}, \quad \dots \dots \dots 112)$$

$$X_0 = \left[ q - (h_0 + s_1) \sqrt{\frac{h_1 \cdot k_1 \cdot k}{s_1}} \right] \frac{s_1}{k_1 (h_0 + s_1)} \dots \dots \dots 113)$$

Ist z. B.  $q = 0,0012$  cbm/sek und für 1 lfd. m Baugrubeneinfassung,  $k_1 = 2 \cdot 10^{-7}$ ,  $k = 2 \cdot 10^{-3}$ ,  $s_1 = 0,3$  m,  $h_0 = 3$  m,  $h_1 = 20$  m, dann wird  $X_0 = 320$  m; sinkt  $k_1$  auf  $2 \cdot 10^{-6}$ , wird aber  $q$  auf 0,0038 gesteigert, dann sinkt  $X_0$  auf etwa 100 m; in beiden Fällen errechnet sich eine Senkung in der Brunnenflucht von 8,5 m unter Flußsohle.

Aus Gl. 102) und 113) kann man die Wassermenge errechnen, die man je lfd. m Baugrubeneinfassung entnehmen muß, um eine bestimmte Senkung zu erzielen.

In obigen Ausführungen war angenommen, daß der Wasserlauf eine sehr große Breite hat, daß sich die Senkungsanlage über die ganze Breite erstreckt und daß das Grundwasser nur aus der Sohle des Wasserlaufs gespeist wird.

Tatsächlich würde das Grundwasser meist außer von dem Fluß noch von dem ganzen Grundwasserbecken gespeist werden, in dem der Fluß läuft, wenn nicht gleichzeitig die Senkungsanlage über beide Ufer hinaus ausgedehnt wird. Man wird dann die Bewältigung der gesamten aus dem Grundwasserbecken stammenden Wassermenge den Landbrunnen zuweisen und diese so bemessen, daß sie mindestens die von den Flußbrunnen hervorgerufene Senkung erzielen, um diese sogar noch nach Möglichkeit zu entlasten.

Aus den Gleichungen geht hervor, daß dem Wert  $k_1$  eine sehr große Bedeutung zukommt; nur bei sehr kleinen Werten von  $k_1$  dürfte eine wirtschaftliche Senkungsanlage möglich sein, also etwa  $k_1 < 10^{-6}$ . Die kolloidalen Sinkstoffschichten, die sich in Flüssen der Niederung absetzen, dürften einen erheblich niedrigeren  $k$ -Wert besitzen, doch wird man bei dünner Schlickschicht mit örtlichen Beschädigungen dieser rechnen müssen und daher den  $k_1$ -Wert nicht allzu niedrig ansetzen.

### 3. Zentrische Anlage.

Im Falle der zentrischen Anlage (Abb. 29) ändert sich Gl. 100) und 101) sinngemäß in

$$2r \cdot \pi \cdot y \cdot k \cdot \frac{dy}{dr} + (r^2 - r_0^2) k_1 \pi \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} = Q, \quad \dots \dots \dots 114)$$

wenn  $Q$  die sekundliche Gesamtentnahme der Anlage ist; durch Integration erhält man:

$$y^2 = \frac{Q + \pi \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot r_0^2}{\pi \cdot k} \cdot \ln r - \frac{k_1}{2k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot r^2 + C. \quad 115$$

$$\left. \begin{aligned} h_1^2 - y^2 &= \frac{Q \cdot s_1 + \pi \cdot k_1 (h_0 + s_1) \cdot r_0^2}{\pi \cdot k \cdot s_1} \cdot (\ln R_0 - \ln r) \\ &\quad - \frac{k_1}{2k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot (R_0^2 - r^2). \end{aligned} \right\} \quad 116$$

In diesen Gleichungen ist  $R_0$  der Halbmesser desjenigen Kreises, in dem sich der gesenkte Wasserspiegel von der artesischen Außenstrecke löst.

Die an der Brunnenreihe erzielte Senkung läßt sich hier nach berechnen, sobald  $R_0$  bekannt ist;  $R_0$  ist zwar ebenso wie bei der längserstreckten Anlage von der ideellen Senkungskurve der Außenstrecke abhängig, doch läßt eine einfache Überlegung den Grenzwert der Senkung erkennen, der bei einer bestimmten Wasserentnahme allergünstigsten Falles möglich ist.

Aus Gl. 116) ergibt sich die mittlere Spiegelhöhe in der Brunnenreihe zu

$$y_0 = \sqrt{h_1^2 - \frac{Q \cdot s_1 + \pi k_1 \cdot (h_0 + s_1) r_0^2}{\pi \cdot k \cdot s_1} \cdot (\ln R_0 - \ln r_0) + \frac{k_1}{2k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot (R_0^2 - r_0^2)}.$$

Setzen wir die Ableitung  $\frac{dy_0}{dR_0} = 0$ , so erhalten wir aus dieser Gleichung denjenigen Wert für  $R_0$ , für den sich bei bestimmter Wasserentnahme  $Q$  unter günstigsten Außenstrecken-Verhältnissen die größte Senkung ergibt. Es ist also

$$0 = Q + \pi \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot r_0^2 - \pi \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot R_0^2 \quad \dots \quad 117)$$

oder 
$$R_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot s_1}{\pi \cdot k_1 \cdot (h_0 + s_1)} + r_0^2}.$$

Ist z. B.  $Q = 0,3$ ,  $k_1 = 2,1 \cdot 10^{-7}$ ,  $\frac{s_1}{h_0 + s_1} = 1/10$ ,  $r_0 = 20$ ,  $h_1 = 20$ , dann ist  $R_0^{\max} = 224$  und die entsprechende Spiegelsenkung 2,7 m.

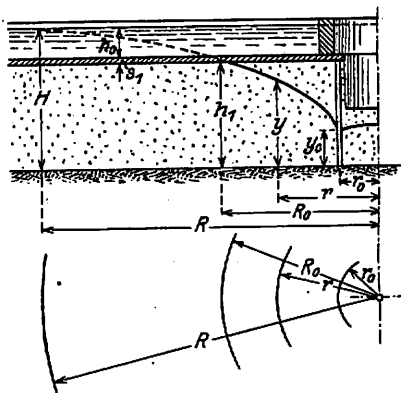


Abb. 29. Zentrische Anlage unter offenen Gewässern.



Wird die Entnahme auf 0,6 gesteigert, so wird die Senkung auf 7 m gesteigert.

Der genaue Wert von  $R_0$ , also auch der der Senkung ist etwas geringer als der theoretische Höchstwert, denn  $R_0$  ist durch den Verlauf des ideellen Spiegels der Außenstrecke bedingt.

Auf der artesischen Außenstrecke muß die Wassermenge, die in wagerechter Richtung durch den Zylindermantel vom Halbmesser  $r$  hindurchsickert, vermehrt um die innerhalb dieses Zylinders durch die Gewässersohle abwärts sickende Menge gleich der Entnahme sein, es wird also

$$2r \cdot \pi \cdot h_1 \cdot k \cdot \frac{dy}{dr} + \frac{k_1}{s_1} \int_{R_0}^r (H-y) \cdot 2r \cdot \pi \cdot dr = Q_0, \dots \quad 118)$$

wenn  $Q_0 = Q - (R_0^2 - r_0^2) \cdot \pi \cdot k_1 \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1}$  ist.

Wird  $H - y = \eta$  gesetzt, so wird

$$-2r \cdot \pi \cdot h_1 \cdot k \cdot \frac{d\eta}{dr} + \frac{2 \cdot k_1 \cdot \pi}{s_1} \int_{R_0}^r \eta \cdot r \cdot dr = Q_0$$

oder differenziert

$$-2r \cdot \pi \cdot h_1 \cdot k \cdot \frac{d''\eta}{dr^2} - 2\pi \cdot h_1 \cdot k \cdot \frac{d\eta}{dr} + \frac{2 \cdot k_1 \cdot \pi}{s_1} \cdot \eta \cdot r = 0.$$

$$\frac{d''\eta}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\eta}{dr} = \frac{\eta}{\alpha}, \dots \dots \dots \quad 119)$$

wenn wieder  $\alpha = \frac{s_1 \cdot h_1 \cdot k}{k_1}$ .

Das Integral dieser „Besselschen Differentialgleichung“ lautet:

$$\eta = a \cdot \eta_1 + b \cdot \eta_2, \dots \dots \dots \quad 120)$$

wenn

$$\eta_1 = 1 + \left(\frac{r}{\sqrt{\alpha}}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^2 + \left(\frac{r}{\sqrt{\alpha}}\right)^4 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot 4}\right)^2 + \left(\frac{r}{\sqrt{\alpha}}\right)^6 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot 4 \cdot 6}\right)^2 + \dots \quad 121)$$

und

$$\eta_2 = \eta_1 \ln\left(\frac{r}{2\sqrt{\alpha}}\right) - \left(\frac{r}{2\sqrt{\alpha}}\right)^2 - \frac{1 + \frac{1}{2}}{(2!)^2} \left(\frac{r}{2\sqrt{\alpha}}\right)^4 - \frac{1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3}}{(3!)^2} \left(\frac{r}{2\sqrt{\alpha}}\right)^6 - \dots \quad 122)$$

Diese Reihen haben die angenehme Eigenschaft, für die hier in Frage kommenden Werte schnell zu konvergieren, so daß z. B. für

$r = R_0$  nur noch dasjenige Glied einen endlichen Beitrag gibt, das  $R_0$  in der zweiten Potenz enthält.

Führt man auch hier den Begriff der praktischen Reichweite  $R$  ein, setzt etwa  $R = 3R_0$ , so hat man die drei Unbekannten  $a, b, R_0$ , zu deren Bestimmung man die drei Gleichungen hat;

$$H - h_1 = a \cdot \eta_{1(R_0)} + b \cdot \eta_{2(R_0)}, \quad \dots \dots \dots 120a)$$

$$0 = a \cdot \eta_{1(3R_0)} + b \cdot \eta_{2(3R_0)}, \quad \dots \dots \dots 120b)$$

$$\left. \begin{aligned} -a \cdot \frac{d\eta_{1(R_0)}}{dr} - b \cdot \frac{d\eta_{2(R_0)}}{dr} &= \frac{Q}{2R_0 \cdot \pi \cdot h_1 \cdot k} \\ &= \frac{R_0^2 - r_0^2}{2R_0 \cdot h_1} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot \frac{k_1}{k} \end{aligned} \right\} \dots \dots 120c)$$

Die Durchrechnung praktischer Beispiele besagt, daß für die in Frage kommenden Verhältnisse der rechnerische Betrag der linken Seite von Gl. 120c) gegenüber dem ihrer rechten Seite vernachlässigt werden kann. Gl. 120c) wird dann gleichlautend mit Gl. 117), die also praktisch der Errechnung von  $R_0$  zugrunde gelegt werden kann.

Vergleicht man die Spiegelkurven miteinander, die man bei gleicher Wasserentnahme einmal bei einer zentrischen Anlage, das andere Mal bei einer längerstreckten Anlage erzielt, so findet man, daß man bei ersterer auch nicht entfernt die Senkung erreichen kann wie bei letzterer, daß ferner bei der zentrischen Anlage die Kurve in unmittelbarer Nähe der Brunnenreihe steil ansteigt, um dann erst nach Erreichung einer gewissen Höhe zu ziemlich flacher Neigung umzubiegen, so daß der Abstand  $R_0$ , in dem die statische Berührung mit dem Flußwasser erreicht wird, eine ziemlich geringe ist; eine Ausnahme bilden Rundanlagen von sehr großer Grundfläche, die sich in ihrer Wesensart den längerstreckten Anlagen nähern.

Bei der längerstreckten Anlage ist die Neigungsänderung gleichmäßiger, daher wird auch der Abstand erheblich größer, in dem die Kurve die Flußsohle schneidet; die günstige Folge hiervon ist die Vergrößerung des Speicherbeckens, das sich bei etwaigem zeitweisen Versagen der Anlage zunächst füllen muß, bevor ein Wassereinbruch stattfinden kann.

Aus vorstehendem geht hervor, daß es bei Grundwassersenkungen unter offenen Wasserläufen vorteilhaft ist, eine längerstreckte Form der Anlage zu bevorzugen, bei schmalen Flüssen u. U. dadurch, daß auf beiden Ufern je eine kleine Hilfsanlage vorgesehen wird, die die von den beiden Stirnseiten der Baugrube steil anstrebenden Senkungstrichter von dem Ansteigen zur Flußsohle abziehen. Es ergibt sich ferner der Rückschluß, daß zur Anwendung des Verfahrens ohne das weiter unten besprochene Hilfsmittel der Tiefspundwände

nur solche Flüsse geeignet sind, die eine wirksam dichtende Sinkstoffschicht absetzen konnten, auf deren Erhaltung während der Bauzeit dann sehr großer Wert gelegt werden muß.

4. Sicherung gegen Wasserdurchbruch.

Dem die Baugrube umgebenden, wasserfrei gehaltenen Speicherbecken kommt eine große Bedeutung zu: versagt die Wasserhaltung während einer gewissen Zeitspanne, so kann bei zu geringem Speicherraum dieses Beckens das Wasser so schnell gegen die Baugrube andrängen, daß eine Gefährdung des ganzen Baues eintritt; zunächst füllt sich nämlich in der durch Gl. 42) bis 46) umschriebenen Weise in ziemlich gleichmäßigem Anstieg der unterhalb des Spundwandfußes liegende Raum; ist der Spundwandfuß vom ansteigenden Wasser erreicht, so wird das Wasser außen schneller steigen als innerhalb

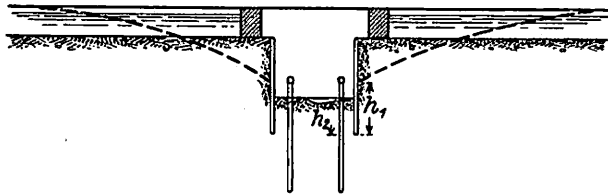


Abb. 30. Emporquellen bei Versagen der Haltung.

der Spundwand, so daß sich für diesen Zustand nebenstehendes Bild ergibt; hat das innen mit der Geschwindigkeit  $v_{(a)}$  aufwärtsströmende Wasser eben die Sohle erreicht und steht es außen um  $h_1$  über dem Spundwandfuß, so ist der Spannungsabfall in dem inneren Bodenkern durch die Gleichung gegeben:  $\frac{d p}{d h} = -1 - \frac{v_a}{k} = -\frac{h_1}{h_2}$ .

Denkt man sich aus dem wassererfüllten Bodenkern einen Würfel von der Kantenlänge 1 herausgeschnitten, so ist die auf seine Kopffläche wirkende Wasserspannkraft um den Betrag

$$1 + \frac{v_a}{k} = \frac{h_1}{h_2} \dots \dots \dots 123)$$

geringer als die auf seine Sohle wirkende Spannkraft; da abwärts nur das Eigengewicht des Wassers  $G_1$  und das des Sandes  $G_2$  wirkt, so ist Gleichgewicht nur dann möglich, wenn  $G_1 + G_2 > \frac{h_1}{h_2}$  ist. Ist  $V$  der von den Sandkörnern verdrängte Wasserraum und  $\gamma_{(B)}$  das Raumgewicht der einzelnen Sandkörner, so ist

$$G_1 + G_2 = 1 - V + V \cdot \gamma_{(B)} = 1 + V(\gamma_B - 1).$$

$V(\gamma_B - 1)$  ist  $= \gamma'_B$ , wenn  $\gamma'_B$  das Raumgewicht schwimmenden Sandes ist, also etwa  $= 1,1$  bis  $1,2$ . Sowie daher der Wert  $\frac{h_1}{h_2}$  dem Betrag  $2,1$  bis  $2,2$  zustrebt, ist die Gefahr der Gleichgewichtsstörung gegeben: die Aufwirbelung beginnt, wodurch der  $k$ -Wert sofort um sehr große Beträge vervielfacht wird, der Wasserdurchbruch ist da.

Die zu diesem Grenzzustand gehörige aufwärts gerichtete Filtergeschwindigkeit ist entsprechend Gl. 123)

$$v_a = k \left( \frac{h_1}{h_2} - 1 \right) = k \cdot \gamma_{(B)} \dots \dots \dots 123a)$$

Aus diesem Gedankengang heraus kann man dem  $k$ -Wert auch die Bedeutung eines Aufwirbelungsfestwertes beilegen, mit dem man das Raumgewicht schwimmenden Bodens vervielfachen muß, um den Grenzwert  $v_{(a)}$  der lotrecht aufwärts gerichteten Filtergeschwindigkeit zu erhalten, bei dem das Aufwirbeln des Bodens, der Wasserdurchbruch beginnt.

Durch Tiefführen der Spundwände verringert man den Bruch  $\frac{h_1}{h_2}$  und damit auch die Durchbruchgefahr: das Wasser steigt dann langsam ohne Aufwirbelung über die Baugrubensohle. Bemißt man sie zu lang, so ragen sie stark in den gesenkten Spiegel hinein und erzeugen dadurch eine Stauwirkung, durch die der nützliche Speicher-raum des wasserfrei gehaltenen Beckens verringert wird. Andererseits wirkt diese Staubildung auf den Zufluß zur Anlage derart hemmend, ohne die Wirkung innerhalb der Spundwände zu beeinträchtigen, daß mit Hilfe tiefgeführter Spundwände die Absenkung auch dort noch möglich ist, wo die Sinkstoffschicht der Gewässersohle nur in unzureichendem Maße vorhanden ist oder ganz fehlt.

##### 5. Tiefsenkung neben offenen Gewässern.

Den Anlagen zur Absenkung unter offenen Gewässern stehen diejenigen neben offenen Gewässern arbeitenden Anlagen sehr nahe, deren Brunnen im Gegensatz zu dem auf S. 40—44 behandelten Sonderfall mit ihrer Sohle erheblich unter der Gewässersohle liegen.

Da die Gewässersohle vom Ufer her mit ganz schwachem Gefälle abzufallen pflegt, da ferner die die Sohle durchsickernden Mengen erheblich größer sind als die durch das Ufer dringenden Mengen, so sei es als zulässig angesehen, die flach geneigte Sohle durch eine wagerechte Sohle zu ersetzen, die durch ein lotrechtes Ufer von der Durchsickerung  $0$  abgeschlossen ist. Liegt dann die Anlage in unmittelbarer Nähe des Ufers, so schneidet bei genügender Entnahme der gesenkte Spiegel die Gewässersohle erst in gewisser Entfernung

vom Ufer an; wir haben also auch hier unter dem Gewässer die artesisische Außenstrecke und die Innenstrecke von freiem Spiegel zu unterscheiden.

Man wird nun bei der Ermittlung der zu erwartenden Fördermengen den Fall unwesentlicher Anschneidung der Gewässersohle von dem Falle starker Anschneidung zu unterscheiden haben.

Im ersten Falle, der auch dann vorliegt, wenn ein schmaler Wasserlauf vom gesenkten Spiegel unterschritten wird, können wir den Einfluß des Gewässers dadurch berücksichtigen, daß wir die Anlage zunächst ohne Rücksicht auf dasselbe berechnen, um sodann die innerhalb der Reichweite liegende Sohlenfläche des Wasserlaufs zu bestimmen und in  $m$  Teilflächen zu zerlegen, deren jede die leicht zu errechnende Menge  $q$  hindurchsickern läßt; diese Menge denkt man sich durch je einen im Schwerpunkt der Fläche stehenden Quellbrunnen geliefert, so daß man zu der ohne Rücksicht auf das Gewässer errechneten Fördermenge  $Q$  die durch die  $m$  Quellbrunnen gelieferte Menge  $m q$  hinzuzufügen hat.

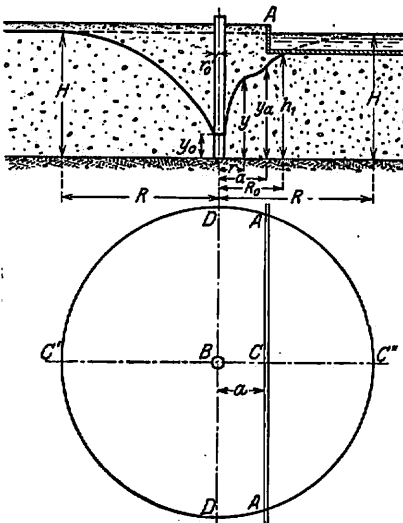


Abb. 31. Tiefbrunnen neben offenem Gewässer.

Punkt  $A$  ist sie  $= 0$ , während sie im Punkt  $C$  gegenüber dem Brunnen am größten ist; am Brunnenumfang dagegen findet eine gleichmäßige Einsickerung über der Mantelfläche statt. Das auf der wasserabgekehrten Seite des Brunnens einsickernde Wasser beschreibt daher eine gewundene Bahn.

Der Unterschied gegen die vollsymmetrische Anlage fällt sofort ins Auge: während bei letzterer jeder durch Brunnenachse gelegte

Bei starker Anschneidung muß aber der Einfluß berücksichtigt werden, den die durch die Sohle durchsickernden Mengen auf die Reichweite haben. Es sei ein Einzelbrunnen von der Entnahme  $q$  betrachtet, der im Abstand  $a$  vom Gewässer stehe und die Reichweite  $R$  habe und der in regenloser Zeit arbeite. Ist der Beharrungszustand eingetreten, so muß die gesamte Entnahme von der durch die Gewässersohle sickern den Menge gedeckt werden, die Menge  $q$  muß also durch die lotrechte Ebene hindurch, die im Grundriß durch die Uferlinie  $AA$  gegeben ist; die Sickermenge je lfd. m der Grundrißlinie  $A-A$  muß aber verschieden sein, denn im

lotrechte Schnitt eine Symmetrieebene darstellt, also keinerlei Wasserführung quer zu sich besitzt, ist für den Brunnen in Flußnähe nur die Ebene  $B-C$  eine Symmetrieebene, alle andern durch die Brunnenachse gelegten Ebenen besitzen eine Wasserführung; z. B. tritt durch Ebene  $D-D$  dasjenige vom Gewässer her kommende Wasser hindurch, das zur Ersetzung des aus der Grundfläche  $D C' D$  vom Brunnen entnommenen Wassers dient.

Die genaue Erfassung dieser Vorgänge dürfte äußerst schwierig sein; um in weiter Annäherung eine Berechnung zu ermöglichen, seien einige vereinfachende Annahmen zugrunde gelegt.

Hat sich nach Beginn der Wasserentnahme die Reichweite bis zum Punkt  $C'$  vorgeschoben, so sei die Durchsickerung in Punkt  $C$  je lfd. m der Linie  $A-A$  mit dem Betrag  $\varepsilon_0 = \frac{q}{2a\pi} \left(1 + \frac{R-a}{R} \cdot \alpha\right)$  angesetzt, wenn  $\alpha$  ein Festwert ist von einem Betrage  $< 1$ .

Von dem hauptsächlich interessierenden Schnitt  $C'BC''$  sei der wasserseitige Teil betrachtet: da der Schnitt eine Symmetrieebene darstellt, findet keine Wasserbewegung durch ihn hindurch statt; ist  $\varepsilon_0$  die Durchsickerung in  $C$ , so ist gemäß Gl. 117) die Entfernung der Spiegelablösung von der Gewässersohle

$$R_0 = \sqrt{\frac{q \left(1 + \frac{\alpha}{R} (R - a)\right) s_1}{\pi k_1 (h_0 + s_1)}} + a^2$$

und die Spiegelhöhe in Punkt  $C$

$$y_{(a)} = \sqrt{h_1^2 - \frac{\frac{q}{R} (R + aR - \alpha \cdot a) s_1 + \pi \cdot k_1 (h_0 + s_1) a^2}{\pi \cdot k \cdot s_1} \cdot (\ln R_0 - \ln a) + \frac{k_1}{2k} \cdot \frac{h_0 + s_1}{s_1} \cdot (R_0^2 - a^2)} \quad 124)$$

Da im Beharrungszustand am Brunnenmantel eine gleichmäßige Einsickerung über den Umfang hin stattfindet, muß auf dem Weg von  $C$  nach  $B$  derjenige Teil seitlich nach außen hin abwandern, der die gleichmäßig verteilte Zusickerung übersteigt, es ist das der Betrag  $\frac{q \cdot \alpha \cdot (R - a)}{2a \cdot \pi \cdot R} = \frac{q \cdot \beta}{2a \cdot \pi}$ ; diese seitliche Abwanderung muß in den weiter vom Brunnen entfernten Flächen größer sein als in den näher am Brunnen liegenden; es sei daher angenommen, daß die im Abstand  $r$  dem Brunnen längs Linie  $CB$  zustrebende Menge den Wert habe

$$\frac{q}{2r\pi} + \frac{q \cdot \beta}{2r\pi} \cdot \frac{r^2}{a^2}; \text{ dann ist } 2y \cdot \frac{dy}{dr} = \frac{q}{\pi k r} + \frac{q \cdot \beta \cdot r}{\pi k \cdot a^2}$$

oder

$$y^2 = y_{(a)}^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{a}{r} - \frac{q \cdot \beta}{2 \pi k \cdot a^2} \cdot (a^2 - r^2). \quad \dots \quad 125)$$

Das dritte Glied der rechten Seite ist bestrebt, dem Spiegel eine nach oben hohl liegende Form zu geben.

Auf dem landseitigen Teil des Schnittes  $BC$  sickert am Brunnenmantel wieder die Menge  $\frac{q}{2r_0 \cdot \pi}$  je Längeneinheit der Grundrißlinie ein; da diese Menge aber nur aus dem die Ebene  $AA$  durchsickern den Wasser stammt, so strömt im Abstand der Reichweite, also im Punkt  $C'$  kein Wasser mehr zum Brunnen, die am Mantel einströmende Menge wird nur durch seitliche Zuwanderung auf der Strecke  $BC'$  gedeckt; diese Zuwanderung muß in Brunnennähe stärker sein als im weiteren Abstand; wir wollen daher die im Abstand  $r$  dem Brunnen zustrebende Menge längs Linie  $BC'$  mit dem Betrag

$$\frac{q}{2r\pi} \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right)$$

ansetzen; der Spiegel längs Linie  $BC'$  ist dann durch die Gleichung gegeben:

$$y^2 = H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r} + \frac{q(R^2 - r^2)}{2\pi k \cdot R^2} \dots \dots \dots 126)$$

Für die Spiegelhöhe im Brunnen haben wir auf der Landseite die Gleichung  $y_0^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0} + \frac{q(R^2 - r_0^2)}{2R^2 \pi \cdot k}$  und für die Wasserseite

$$y_0^2 = y_{(a)}^2 - \frac{r}{\pi k} \cdot \ln \frac{\alpha}{r_0} - \frac{q\beta(\alpha^2 - r_0^2)}{2\pi k \cdot \alpha^2}.$$

Da beide Werte einander gleich sein müssen, ist

$$\left. \begin{aligned} H^2 - y_{(a)}^2 &= \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{\alpha} - \frac{q}{2\pi \cdot k} (1 + \beta) \\ &= \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{\alpha} - \frac{q}{2\pi k} \left[1 + \frac{\alpha}{R} (R - \alpha)\right]. \end{aligned} \right\} \dots 127)$$

Zu brauchbaren Werten für  $R$  kommt man, wenn man  $\alpha = 1/4$  bis  $3/4$  setzt und für bestimmte Werte von  $q$  die Reichweite aus Gl. 127) errechnet. Selbstredend werden durch die vereinfachenden Annahmen zahlreiche Ungenauigkeiten verursacht; z. B. kann das Senkungsfeld keine Kreisfläche, sondern muß eine nach der Landseite hin längsgerstreckte Fläche sein, die gewisse Ähnlichkeit mit dem Senkungsfeld in einem im Gefälle liegenden Grundwasserstrom hat. Trotzdem dürfte die Berechnungsart der Wirklichkeit näher kommen als die bisherigen Berechnungsarten dieses Sonderfalles. Soll Regen berücksichtigt werden, so wird man, da das Gewässer den überwiegenden Einfluß ausübt, den Regen in der Weise berücksichtigen, daß man die Förder-

menge um diejenige Regenmenge vermehrt, die auf das nach obigem Verfahren bestimmte Senkungsfeld niedergeht.

Ist eine Vollanlage zu berechnen, so wird man sich die Fördermenge im Entnahmeschwerpunkt gefördert denken; man hat dann einen Einzelbrunnen vom ideellen Halbmesser  $\sqrt[n]{r_{s1} \cdot r_{s2} \cdots r_{sn}}$ , wenn  $r_{sn}$  der Abstand des  $n$ -ten Brunnens vom Entnahmeschwerpunkt ist. Sinngemäß wird dann für einen beliebigen Punkt des wasserseitigen Teiles

$$y^2 = y_{(a)}^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{a}{\sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n}} - \frac{Q \cdot \beta \left( a^2 - \frac{r_1^2 + r_2^2 + \cdots + r_n^2}{n} \right)}{2 \pi k \cdot a^2}$$

und für den landseitigen Teil

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n}} + \frac{Q}{2 \pi k} \left( 1 - \frac{r_1^2 + r_2^2 + \cdots + r_n^2}{n \cdot R^2} \right).$$

Es geht aus diesen Gleichungen hervor, daß zur Erzielung einer gleichmäßigen Absenkung über die Baugrubenfläche hin die Brunnen auf der Wasserseite in engerem Abstand anzuordnen sind als auf der Landseite.

Die erwähnte, nach oben hohl liegende Form des Spiegels im wasserseitigen Außenbezirk braucht übrigens durchaus nicht allein auf seitliches Abwandern des Wassers zurückgeführt zu werden, sie kann auch mit einer örtlichen Abnahme des  $k$ -Wertes zum Flußlauf hin erklärt werden.

## II. Ausführung.

### A. Ausbildung der Anlage und ihrer Bestandteile.

#### 1. Allgemeines.

Da die Aufgabe einer Senkungsanlage gleichzeitig in der Entnahme des Wassers und in seiner Abführung besteht, so kann man ihre Bestandteile in die beiden Gruppen der Wasserfassung und der Wasserförderung gliedern. Die erstere Gruppe besteht aus den Filterbrunnen, den Saugern und der Säugleitung, die zweite Gruppe aus dem Pumpensatz nebst seinem Antrieb und aus der Wasserableitung.

#### 2. Brunnen.

Die Filterbrunnen werden meist als patentgeschweißte, schmiedeeiserne, feuerverzinkte Rohre mit gelochter Wandung ausgeführt, die auf ihrer Einlaufstrecke mit so feinem Filtergewebe umhüllt sind, daß keine Bodenteilchen in den Brunnen hineingelangen



können. Der das Filtergewebe tragende, gelochte Rohrteil pflegt als „Filterkorb“ bezeichnet zu werden; die Blechstärke desselben beträgt gewöhnlich 2 bis 3 mm, in Ausnahmefällen auch mehr. Um dem Wasser den Zutritt zu den Einlaufflöchern zu erleichtern, wird das durch Auflötung an einzelnen Stellen zu befestigende Gewebe nicht unmittelbar auf das Rohr aufgelegt, sondern durch Zwischenlegung eines weitmaschigen Drahtnetzes oder eines spiralgewickelten Drahtes von etwa 3 mm Stärke in entsprechendem Abstand von der Rohrwandung gehalten. Außen kann dann noch einmal ein weitmaschiges Drahtnetz oder ein Spiraldraht zur Befestigung aufgelegt werden. Unten wird der Korb durch einen Holzpfropfen oder eine Blechkappe geschlossen, in die man gern eine kräftige Öse einsetzt, um einen Angriffspunkt für den Haken beim Ziehen des Brunnens zu schaffen.

Oberhalb der benetzten Strecke wird glattes vollwandiges Rohr, meist von gleichem Durchmesser benutzt, das man als „Futterrohr“ oder „Aufsatzrohr“ bezeichnet.

Es empfiehlt sich, als benetzte Strecke die gesamte, unterhalb des ungestörten Spiegels liegende Rohrstrecke anzusehen und sie als Filterstrecke auszubilden, damit die Absenkung unabhängig von etwaigen wagerechten, undurchlässigen Trennschichten wirksam wird. Im Beharrungszustand ist allerdings nur der unterste Brunnenteil benetzt; daher wird aus falscher Sparsamkeit meist nur der unterste Brunnenteil von 3,5 bis 5 m Länge als Filterstrecke ausgebildet. Die Verbindung zweier Rohrschüsse erfolgt durch die übliche Brunnenrohr-Muffenschraubung.

Das Filtergewebe besteht meist aus Metall-Filtertresse, deren Feinheit sich nach der Feinheit des Bodens richtet; der Grad der

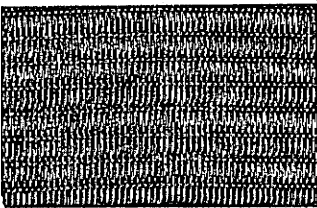


Abb. 32. Filtertresse  
(nach Prinz).

Tressenfeinheit wird durch die Nummerierung gekennzeichnet, die angibt, wieviel Hauptdrähte auf 1 lfd. Zoll der Tresse eingewebt sind. Zwischen die Hauptdrähte spannen sich die quer zu ihnen laufenden, dicht aneinanderliegenden Gewebedrähte; für mittelfeinen Sand vom Durchlässigkeitswert  $k = 0,002$ , wie er sich etwa im Berliner Boden findet, pflegt Filtertresse Nr. 10 bis 12 ver-

wendet zu werden, für besonders feinen Sand Nr. 16 und für groben Sand oder Kies Nr. 8 bis 10.

Als Metall für die Tresse wird am besten Kupfer verwendet, da es chemischen Einflüssen gegenüber am widerstandsfähigsten ist; aus Sparsamkeitsgründen wird auch verzinkter Eisendraht verwendet,

doch ist hierbei Vorsicht geboten, da seine Lebensdauer eine begrenzte ist; säurehaltiges Grundwasser zerstört ihn sehr schnell, aber auch reines Grundwasser nutzt durch das ständige Einfiltrieren die Zinkhaut ab, und liegt erst das Eisen an irgendeiner Stelle bloß, so greift die Zerstörung mit gesteigerter Geschwindigkeit um sich; nach Berliner Erfahrungen sollte man einem Filtergewebe aus verzinktem Eisendraht nicht mehr als 6 Monate Betriebszeit zumuten; manch Eisendrahtfilter versagt schon nach 2 Monaten. Die Nachteile, die aus der Verwendung eines nicht einwandfreien Filters entspringen, können außerordentlich schwerwiegend sein; der feine Sand, der ferngehalten werden soll, findet jetzt seinen Weg in die Brunnen, im Förderwasser wird er selten bemerkt werden, und der Sachverhalt wird erst dadurch augenfällig, daß die anhaltenden Bodenausspülungen Setzungsrisse in benachbarten Gebäuden verursachen. Bei säurehaltigem Grundwasser ist verzinkte Eisendrahttresse von vornherein auszuschließen, da der Zinküberzug nur gegen gewöhnliche Rostbildung, aber nicht gegen Säureangriff schützt.

Säuren gegenüber ist auch die häufig verwendete Messingtresse entsprechend dem Zinkgehalt des Messings weniger widerstandsfähig als Kupfertresse.

Da auch die Filterkörbe und Futterrohre dem Angriff der im Boden vorhandenen oder infolge der Absenkung sich bildenden Säuren ausgesetzt sind, so muß gegebenenfalls auch für sie der Baustoff besonders gewählt werden; als angreifende Säuren, die sich unter Umständen erst bei der Trockenlegung und Durchlüftung des Bodens bilden, kommen am häufigsten Kohlensäure, Schwefelsäure und Humussäure in Betracht. Zwar kann man die schmiedeeisernen Brunnenrohre gegen diese Säuren durch einen Asphaltüberzug schützen, doch bietet derselbe keine volle Sicherheit, da er allzu leicht beschädigt werden kann.

Der haltbarste Baustoff ist auch hier das Kupfer, das aber unter den heutigen Verhältnissen des Preises wegen selten in Frage kommt; in der Widerstandsfähigkeit gegenüber den hier in Frage kommenden Säuren steht dem Kupfer das Gußeisen am nächsten; wenn schmiedeeisernes Rohr von schwach kohlenensäurehaltigem Wasser schon in 12-monatlichem Betrieb sehr stark angefressen oder gar durchgefressen werden kann, weist Gußeisen unter gleichen Verhältnissen erheblich geringere Zeichen des Angriffs auf; daher wird man für Wassergewinnungsbrunnen den gußeisernen Filterrohren grundsätzlich den Vorzug geben; für Absenkungsbrunnen, deren Filterrohre stets wiederverwandt und daher häufig gehandhabt werden, wird man aber dem Gußeisen den Vorzug erst dort einräumen, wo ein wesentlicher Säureangriff zu erwarten ist, andernfalls muß hier der Gesichts-

punkt der Unempfindlichkeit gegen Stoß und Schlag in den Vordergrund gestellt werden, wodurch dem Schmiedeeisen in den meisten Fällen der Vorrang verschafft wird.

Auch Steinzeug als säurebeständiger, bei der Wassergewinnung in Betracht kommender Brunnenrohrbaustoff scheidet aus gleichem Grund für Absenkungszwecke aus. Hölzerne Filterrohre, die zeitweise völlig aus der Benutzung ausgeschieden waren, scheinen jetzt wieder verwendet werden zu sollen. Gegen Säuren ist selbstredend Holz empfindlich; sehr störend ist die Eigenschaft des Holzes, in der Trockenheit zu schrumpfen und im Wasser zu quellen.

Außer den Säuren können dem Brunnenbetrieb diejenigen chemischen Verbindungen gefährlich werden, die im Grundwasser gelöst sind, aber bei inniger Berührung mit der Luft, wie sie an der Filterfläche stattfindet, in unlösliche Formen umgesetzt werden; hier sind hauptsächlich die Eisen- und Kalkverbindungen zu nennen.

Die Überführung aus der löslichen in die unlösliche Form und das Absetzen der letzteren findet im Boden unmittelbar neben den Filtern, in der Filterfläche und an den Einlauflöchern der Filterkörbe statt, so daß der Einlaufwiderstand („Brunnenwiderstand“) ständig gesteigert wird und unter Umständen ein völliges Zuwachsen des Einlaufs erfolgt.

Werden also derartige Bestandteile im Grundwasser oder im Boden festgestellt, so wird man von vornherein Gegenmaßregeln

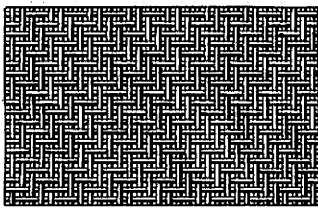


Abb. 33. Köpergewebe  
(nach Prinz).

treffen: man wird dann nicht das feine Tressengewebe, sondern Köpergewebe oder das noch gröbere Netzgewebe wählen, und den Brunnen mit Filterkies umschütten, der das Zurückhalten der feinen Bodenteilchen übernimmt, so daß das Gewebe nur den gröber zusammengesetzten Filterkies zurückzuhalten hat; die Berührung des Wassers mit der Luft findet also an einer Stelle statt, wo die Poren

größeren Querschnitt haben und wo die Gefahr schnellen Zuwachsens gemindert ist.

Ein Anwachsen des Brunnenwiderstandes kann sich auch ergeben, wenn die Absenkung in besonders feinem Trieb sand erfolgen soll; hier stellt sich der Spiegel an den Filtern in solcher Steilheit ein, die Filtergeschwindigkeit ist so groß, daß eine Anreicherung mit feinsten Bodenteilchen erfolgen muß, die infolge des ungünstigen Verhältnisses zwischen ihrem Eigengewicht und der Wassergeschwindigkeit mitgerissen und dann am Filter zurückgehalten werden. Man wird auch hier schon im Entwurf den Verhältnissen Rechnung tragen,

und zwar dadurch, daß man zur Verringerung der im Triebsand besonders niedrig zu haltenden Filtereinlaufgeschwindigkeit den Filterumfang entsprechend vergrößert; man erreicht dies durch Umschüttung des Filterrohres mit einer Filterkiesschicht von großer Mächtigkeit.

Es kann dabei ausnahmsweise vorteilhaft oder nötig werden, zu den im allgemeinen als unwirtschaftlich anzusehenden Schachtbrunnen großen Durchmessers zurückzukehren, in deren Mitte ein gewöhnlicher Filterkorb eingesetzt wird, während der Hohlraum zwischen diesem und der wieder zu entfernenden Schachtwandung mit Filterkies von abgestufter Körnung ausgefüllt wird.

Die Abstufung der Körnung hat derart zu erfolgen, daß das feinere Korn wirksam von dem innen anschließenden gröberen Korn festgehalten wird; nach der von Prinz für Wassergewinnungsbrunnen angegebenen Regel soll das größere Korn jeweils keinen größeren Durchmesser haben als den 4,45fachen Betrag des Korndurchmessers der außen anschließenden feineren Schicht. Da bei Absenkbrunnen häufig ein besonders großer Wert auf Vermeidung auch geringster Ausspülungen gelegt werden muß, empfiehlt sich in solchem Fall eine noch feinere Abstufung der Korngrößen.

Bei guter Auswahl der Umschüttung kann der Filterkorb mit sehr weitem Filtergewebe oder überhaupt ohne ein solches eingesetzt werden.

Das Niederbringen eines solchen Brunnens geschieht wohl am einfachsten mit Hilfe eines Blechmantels, der nach erfolgter Filterkiesfüllung oder gleichzeitig mit ihr wieder gezogen wird.

Bei besonders feinem und vor allem bei tonhaltigem Schwemmsand tritt die Haarröhrchenkraft der feinen Poren derart in Erscheinung, daß das Wasser nur sehr widerwillig und langsam abgegeben wird; jedes feinste Bodenteilchen von Staubgröße ist von einer dünnen Wasserhülle umgeben, die sich mit Zähigkeit an ihm festzuhalten sucht, besonders dann, wenn irgendwelche noch so geringe tonige Beimengungen mit ihren kolloidalen Eigenschaften vorhanden sind.

Will man in solchen Fällen nicht zur offenen Wasserhaltung zurückkehren, so bleibt nur der Versuch übrig, die Anlage so frühzeitig in Betrieb zu setzen, daß dem Schwemmsand genügend Zeit zur Wasserabgabe gelassen wird.

Auch bei mittlerem  $k$ -Wert können etwa vorhandene feine Bodenteilchen mitgerissen und am Filter abgesetzt werden; es macht sich das in der Erhöhung des „Brunnenwiderstandes“: des am Brunnenumfang nutzlos verloren gehenden Gefälles bemerkbar.

Ist eine Erhöhung des Brunnenwiderstandes während des Betriebes festgestellt, die auf eine der erwähnten Ursachen zurückzuführen ist, so bringt in den Anfangsabschnitten dieses Vorganges

ein künstlich hervorzurufendes stoßweises Umkehren der Wasserbewegung in der Filterfläche Abhilfe. Das einfachste Mittel hierfür dürfte das „Stöpseln“ der Brunnen sein, das im scharfen Auf- und Abbewegen eines Kolbens im wassererfüllten Teile des Filterrohres besteht; eine Abdichtung zwischen Kolben und Rohr ist nicht erforderlich, doch darf der Spielraum zwischen beiden kein allzu großer sein (etwa je 5 mm). Ein anderes Mittel ist das Abspritzen der Brunnenwandung durch ein auf und ab bewegtes Preßwasserrohr; wird dies mit Drahtbürsten versehen, so wird durch deren Scheuern die Wirkung erhöht.

Statt der Schachtbrunnen können unter Umständen Eisenbetonfilterrohre in Frage kommen, die allerdings für Absenckzwecke noch nicht genügend durchgebildet sind.

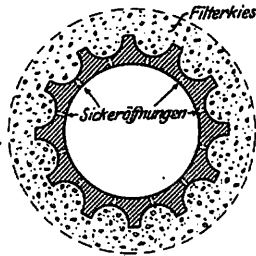


Abb. 34. Betonbrunnen der Firma Becker.

Als Beispiel eines für Wassergewinnung mit Erfolg verwendeten Betonbrunnens sei der der Firma Becker in Lage patentierte Brunnen erwähnt, dessen äußere Leibung so gestaltet ist, daß die eingefügten Rillen als Führungen für Bohrröhre dienen, mit deren Hilfe nach Niederbringen des Brunnens Filterkies eingebracht werden kann. Für Absenckzwecke ist diese Form nicht handlich genug durchgebildet.

Das Einbringen der Filterrohre von den üblichen Abmessungen erfolgt derart, daß mit dem Bohrgerät ein Mantelrohr von 5 bis 6 cm größerer Weite niedergebracht wird; in dies Bohrloch wird der Filterkorb eingehängt, den man durch Aufschrauben des Aufsatzrohres so verlängert, daß das obere Ende über Gelände liegt; nun wird das Brunnenrohr gezogen, wodurch sich der wasserführende Boden unmittelbar an das Filtergewebe anlegt; schließlich wird das Saugrohr eingehängt.

Zum Ziehen der Filterrohre nach Außerbetriebsetzen des Brunnens kann außer dem am Filterkorbfuß gewöhnlich angebrachten Bügel auch die „Fangbirne“ benutzt werden: ein hölzerner Stumpfkegel von geringem Wandaufbau, der an seinem Gestänge in das zu ziehende Rohr hinabgelassen und mit scharfem Sand um- und überschüttet wird. Die Wandreibung des beim Hochziehen der Fangbirne sich selbst festkeilenden Sandes ist dann größer als die abwärts gerichtete, dem natürlichen Erddruck entsprechende Reibung des außen anstehenden Erdreiches.

### 3. Sauger.

Die Sauger sind glatte, etwa 5 bis 10 cm lichte Weite besitzende Rohre, die nach Möglichkeit als einheitlich durchlaufende Rohre unter

Vermeidung schädlicher Stoßverbindungen dargestellt werden. Mit ihrem Fuß werden sie etwa 50 cm über Filtersohle angeordnet; in ihrer Höhenlage werden sie durch Schellen gehalten, die auf dem Kopf des Filterrohres aufrufen.

Ihre Überführung in die wagerechte Saugleitung findet entweder in der Weise statt, daß diese über die Brunnen hinweg gelegt wird, so daß zum Anschluß ein T-Stück genügt, oder derart, daß die Saugleitung neben der Brunnenflucht liegt, so daß zum Anschluß außer dem hier wagerecht liegenden T-Stück noch ein 90°-Krümmer erforderlich ist.

Erstere Anordnung bietet den Vorteil größter Einfachheit und Billigkeit, letztere den der leichteren Beobachtung des Brunnen spiegels, sowie die Möglichkeit, den Brunnen zu ziehen, ohne die durchlaufende Leitung stillzulegen.

Jeder einzelne Sauger sollte unmittelbar vor seiner Einführung in die Saugleitung eine Rückschlagklappe einfachster Bauart erhalten, damit bei Betriebsstörungen das Leerlaufen der Leitung und der Brunnen verhindert wird. Wünschenswert ist es außerdem, wenn gleichzeitig für jeden Sauger ein Schieber zur Regulierung oder Absperrung vorgesehen wird, doch steht dem häufig die Kostenfrage hindernd entgegen und auch die Rücksicht auf die Dichtigkeit der Leitung, die durch Einbau von allzuviel Formstücken leidet.

Die Siemens-Bauunion hat probe wise einen Sparbrunnen durchgebildet, bei welchem der obere Teil des Filteraufsatzrohres gleichzeitig als Sauger dient: durch ein besonders ausgebildetes Taperstück wird das in seinem unteren Teil keine Sonderheiten aufweisende Saugrohr zum Durchmesser des Filterrohres er weitert, so daß das Aufsatzrohr oberhalb dieser Stelle entfallen kann.

Es wird hierdurch an Rohrleitungslänge gespart, auch wird der Reibungsverlust in diesem Teil der Leitung durch Verminderung der Wassergeschwindigkeit herabgesetzt. Auf der andern Seite wird die Möglichkeit der Brunnenpiegelbeobachtung erschwert; wird auf diese Beobachtung Wert gelegt, so muß der zum Anschluß an die Saug-

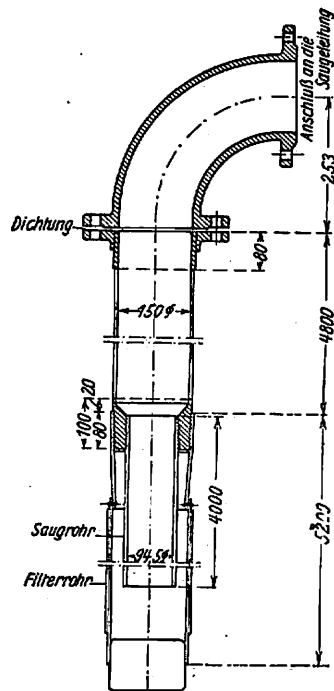


Abb. 35. Sparbrunnen der Siemens-Bauunion.

leitung dienende Krümmer durch ein luftdicht anzuschließendes Beobachtungsrohr durchfahren werden.

#### 4. Saugleitung.

Die Saugleitung kann als Flanschen- oder als Muffenleitung ausgebildet werden; die Flanschrohrleitung hat den Vorzug der kräftigeren Stoßverbindung, deren Dichtung in einfachster Weise mit Hilfe von Papp-Ringscheiben erfolgen kann; die Muffenrohrleitung erfordert zur Stoßdichtung entweder die kostspieligen Gummiringe oder eine sehr sorgfältige Verstemmung, wenn die lästigen Saughöhenverluste vermieden werden sollen. Ihr Vorteil liegt in der Anpassung an die örtlichen Verhältnisse und in der Nachgiebigkeit auch bei stärkerer Sackung der Unterlage; sie kann ohne Formstücke mit leichter Krümmung verlegt werden, so daß Brunnen ohne Schwierigkeit angeschlossen werden können, die nicht genau an der richtigen Stelle gebohrt wurden.

Diese Anpassung an örtliche Abweichungen von der zeichnerischen Linienführung kann in beschränktem Maß auch bei Flanschrohr durch Einfügen einzelner Muffenrohrstücke oder muffenloser, durch Überschieblinge anzuschließender Rohrstücke erreicht werden.

Die Flanschleitung ist infolge der Starrheit und Festigkeit ihrer Stoßverbindungen gegen örtliche Sackung der Unterlage unempfindlich, bei starker Sackung droht jedoch die Bruchgefahr, während eine mit Gummiringen gut gedichtete Muffenleitung in solchem Falle zwar undicht wird, aber den Bruch durch Nachgeben in den Muffenverbindungen vermeiden wird. Im allgemeinen wird Flanschrohr zu bevorzugen sein.

Eine eigenartige Neuerung im Zusammenbau der Leitungen brachte die Siemens-Bauunion, die auf geeigneten Baustellen, unter Verzicht auf die im Handel gelieferten Form- und Paßstücke von kurzer Baulänge, in Rohrstücke von beliebig großer Baulänge mit Hilfe von Schneid- und Schweißbrennern Stutzen einsetzen läßt, deren Form die Wasser-Reibung herabsetzt; auch wird hierdurch an Stoßstellen gespart.

Zur Sicherung gegen säurehaltiges Förderwasser empfiehlt es sich, dem Schutzanstrich der Rohre besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Daß Rohre stark angefressen oder gar durchgefressen werden, ist keine Seltenheit. Eine eigenartige Schutzmaßregel wurde bei der Absenkungsanlage für den Schleusenbau in Wemeldinge getroffen, wo man in bestimmten Abständen topfartige Ansätze über die Leitung hin verteilte, in denen Zinkplatten zur Neutralisierung der Säure untergebracht wurden. Scheinbar war diese Maßregel von guter Wirkung.

Vor Inbetriebnahme einer Saugleitung empfiehlt es sich, sie mit Druckwasser von geringem Druck abzupressen, um nachzudichtende Stellen zu finden.

Der Saugleitung ist zur Pumpe hin eine geringe Steigung (etwa 1:1000 bis 1:500, im Höchstfall 1:250) zu geben, damit Luftbläschen, die im geförderten Grundwasser enthalten sind oder durch die Stoßverbindungen der Leitung eingesaugt werden, sich in gleicher Richtung wie das Wasser zur Pumpe hin bewegen und von dieser hinausbefördert werden; wird die Steigung durch Gegengefälle unterbrochen, so ballen sich im Gefällegipfel die Luftbläschen zu einem Luftsack zusammen, der durch seine Spannung die erreichbare Saughöhe vermindert und den Querschnitt verengt.

Bei kleinen Anlagen wird man die Saugleitung gern als Ringleitung von gleichbleibendem Rohrdurchmesser ausbilden, da man hierdurch einen Ausgleich in der Saugwirkung der verschiedenen Leitungsteile und außerdem die Möglichkeit schafft, einen Teil der Leitung nebst den zugehörigen Brunnen durch eingebaute Schieber zeitweise oder vollständig abzuschalten.

Bei etwas größeren Anlagen kann der Vollring durch einen Mittelstrang zu einem Zwillingsring ausgestaltet werden, der eine teilweise Verkürzung des Wasserweges bedeutet.

Diese Ring- bzw. Zwillingsringanordnung wirkt so, als wenn für jede Leitungsstrecke eine besondere Bereitschaftsleitung vorhanden wäre. Vorbedingung hierfür ist ein nahezu gleichbleibender Rohrquerschnitt und das Vorhandensein der erforderlichen Schieber in der Leitung, ferner eine nicht allzu starke Steigung zur Pumpe hin. Auch dann ist aber das Abschalten einzelner Leitungsstrecken als eine unwirtschaftliche, auf möglichst geringe Zeitdauer zu beschränkende Notmaßnahme anzusehen, da hierbei eine teilweise Überlastung anderer Rohrstrecken erfolgt und das Wasser streckenweise dem Rohrgefälle und somit der Wanderrichtung der freigewordenen Luftbläschen entgegengeleitet wird.

Bei großen Anlagen ist die gegenseitige Bereitschaftswirkung der einzelnen Ringleitungsstrecken eine örtlich begrenzte, da ein gleichmäßiger Rohrquerschnitt nur bei Anordnung mehrerer, über die Leitung gleichmäßig verteilter Pumpen möglich ist, so daß jeder Leitungsteil nur für seine beiden Nachbarstrecken als Aushilfsleitung zu wirken braucht.

Ist von vornherein abzusehen, daß einzelne Brunnengruppen unabhängig von den andern außer Betrieb zu setzen sind, so wird man eine Trennung der örtlichen Saugstränge vom durchlaufenden Strang vornehmen, etwa nach beistehender Skizze. Jede Brunnengruppe kann nun für sich gedrosselt oder ganz ausgeschaltet werden.



Schließt man den örtlichen Strang an seinen beiden Enden an den durchlaufenden Strang an, so kann man noch innerhalb des örtlichen Stranges eine Einzelstrecke desselben ausschalten.

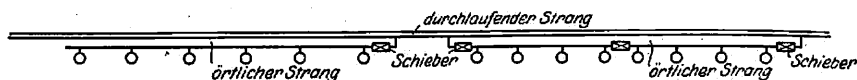


Abb. 36. Trennung der örtlichen Saugstränge von dem durchlaufenden Hauptstrang.

Bei sehr großen Anlagen wird man zu sehr großen Rohrdurchmessern kommen, wenn die Pumpen an eine einzige Stelle oder einige wenige Stellen zusammengezogen sind. Wegen der Unhandlichkeit und seltenen Verwendbarkeit der Rohre von außergewöhnlichem Durchmesser wird man Rohre von mehr als 250 bis 350 mm lichter Weite nicht gern verwenden; kommt man also rechnerisch zu größeren Durchmessern, so wird man unter Verzicht auf die theoretischen Vorteile des weiten Rohres zwei Rohrstränge vom halben Querschnitt nehmen, die man zur Schaffung einer Aushilfsbereitschaft an einer Anzahl von Punkten durch kurze Querstücke miteinander verbinden kann, so daß an nachprüfungsbedürftigen Stellen eine Umleitung vorgenommen werden kann; auch hier ist zwar dann die Umlaufstrecke während dieser Zeit stark belastet, doch wird wenigstens eine Unterbrechung des Betriebes vermieden.

Bei Absenkungen bis zu einem nutzbaren Maß von 3,5 bis günstigen Falles etwa 5,5 m wird man die Saugleitung in einheitlicher Höhendurchschnittslage anordnen; da die Saughöhe in den zumeist verwendeten Kreiselpumpen nicht über ein Höchstmaß von etwa 8,5 bis 9 m gesteigert werden kann, so ergibt sich unter Berücksichtigung der unvermeidlichen Druckhöhenverluste in den Leitungen eine niedrigste Lage des Brunnenspiegels von 7 bis 8 m unter der Pumpenachse; rechnet man dann noch 1,5 bis 3,5 m als Höhenunterschied zwischen dem Brunnenspiegel und dem höchsten im Bereich der Schachtung liegenden Punkte der gesenkten Spiegelfläche, und ferner 0,2 bis 0,5 m als Spielraum zwischen diesem Höchstpunkt und der Schachtsohle, und 0,5 m als Höhe der Pumpenachse über dem ungesenkten Grundwasser, so kommt man zu dem Schluß, daß bei Kreiselpumpenbetrieb die durch eine einzige Saugleitungsstaffel erzielbare nutzbare Absenkung auf das oben erwähnte Maß beschränkt ist.

##### 5. Tiefstaffelung.

Soll eine tiefere Absenkung erreicht werden, so muß nach Einstellung der Höchstsenkung und Freischachtung bis auf den gesenkten Spiegel eine zweite Saugleitungsstaffel eingelegt werden, unter Umständen dann noch eine dritte, vierte usw.

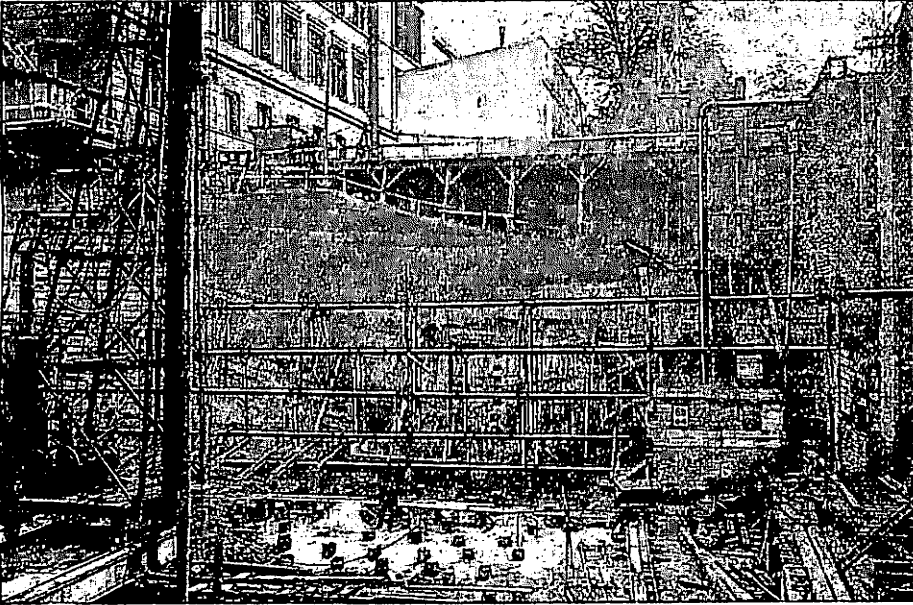


Abb. 37. Fünfstufige Senkungsanlage der Siemens-Bauunion für die Gründungsarbeiten auf der Museumsinsel in Berlin.

Die verschiedenen Höhenstufen einer Tiefsenkung können als einander gleichlaufende Ringleitungen ausgebildet werden, wie es wohl in den meisten Fällen geschah; die Anlage wird aber wirtschaftlicher, wenn die Ausbildung der oberen Staffeln auf ein Geringstmaß beschränkt wird und nur die unterste Staffel zu einem die ganze Baugrube beherrschenden Ring durchgebildet wird. Die obersten Staffeln sind ja meist nur das Mittel zum Zweck des Einbaues der untersten Staffel; allerdings wird ihre Wirkung gleichzeitig für die gesamten übrigen Bauarbeiten ausgenutzt, besonders für die Erdarbeiten, und wo die letzteren von Beginn an in möglichst gleichmäßigem Betrieb durchgeführt werden sollen, wird man auch die obersten Staffeln so ausbauen, daß sich ihre Wirkung über die ganze Baugrube erstreckt; ein Durcharbeiten des Bauprogramms im Zusammenhang mit der Frage der Gesamtbaukosten muß dann entscheiden, welcher der erwähnten Gesichtspunkte für den Ausbau der oberen Staffeln in den Vordergrund zu stellen ist.

Eine Lösung dieses Widerstreites der Gesichtspunkte bietet die neuerdings öfter angewandte Art der Staffelung, die von Sichert als „Staffelung in sich selbst“ bezeichnet wurde; bei dieser wird dem Grundriß nach überhaupt nur eine einzige Staffel vorgesehen für die die Brunnen gleich bis zur vollen, der tiefsten Staffellage

entsprechenden Tiefe gebohrt werden; hat die in ihrer höchsten Lage eben über Grundwasser liegende Saugleitung den Spiegel genügend gesenkt, so wird eine Anzahl der Brunnen nach entsprechender Tiefschachtung von der Leitung abgelöst und an eine neue, eben über gesenktem Spiegel zu verlegende Leitung angeschlossen; ist diese in Betrieb genommen, so wird das Spiel wiederholt, bis die tiefste Staffellage erreicht ist.

Ein Nachteil dieses Verfahrens ist das ungünstige Verhältnis zwischen Wasserförderung und Senkung, das in den höheren Staffellagen durch die große Brunnentiefe verursacht wird; die Brunnentiefe bedingt ja die Höhe der auf die Brunnen zu in Bewegung gesetzten Grundwasserschicht, und je größer diese Höhe, um so ungünstiger ist das Verhältnis zwischen Absenkung und Fördermenge.

Zur Behebung dieses Nachteiles sei vorgeschlagen, in den höheren Staffellagen die unteren Brunnenteile durch Scheiben abzuschalten, die vielleicht im Zusammenhang mit den Saugern eingehängt und durch eine mechanische Vorrichtung gegen die Rohrwand behelfsmäßig abgedichtet werden können<sup>1)</sup>.

Bei längerstreckten Baugruben kann es vorteilhaft sein, eine Staffelung in der Längsrichtung vorzusehen, zumal im mittleren Teil die Senkung an sich stärker ist als in den beiden Außenstrecken.

Bei Bauten von großer Grundfläche kann es zulässig und vorteilhaft sein, unter Verzicht auf die oberen Staffeln zunächst mit offener Wasserhaltung zu arbeiten und die Grundwassersenkung erst in denjenigen Tiefen anzusetzen, in denen die Fortführung der offenen Haltung gewagt erscheinen muß.

In der Regel wird jede Staffel ihre eigene Pumpe erhalten, dann liegt die „Staffelschaltung“ vor; unter Umständen kann es aber vorteilhaft sein, einen hochliegenden Saugstrang in eine tiefere Lage zu überführen, um die Pumpe tiefer zu legen und in den an den niedrig liegenden Leitungsstrang angeschlossenen Brunnen eine tiefere Senkung zu erzielen; dann wirkt der hochliegende Teil des Saugstranges heberartig, so daß man hier von einer „Heberschaltung“ sprechen kann.

Diese Heberschaltung bietet einige wichtige Vorteile: zunächst gewährt sie die Möglichkeit, die örtlich zusammenliegenden Brunnen zu einer einheitlichen Betriebsgruppe zusammenzufassen, wodurch an Saugstranglänge und somit auch an Wegelänge für das Wasser gespart wird. Ferner tritt eine günstig wirkende Selbstregulierung der Förderleistung der einzelnen Brunnen ein: da sich die Heberleitung

<sup>1)</sup> Wie mir nach Drucklegung des Buches bekannt wird, hat die Siemens-Bauunion ein entsprechendes Patent angemeldet.



$k$ -Wert eindeutig zu erfassen, der für den Rechnungsgang von ausschlaggebender Bedeutung ist.

Wo also über die selbsttätige Heberregulierung hinaus ein Eingreifen ratsam ist, wird man die feinere Einstellung auf Grund der Brunnenbeobachtungen durchführen. Die selbsttätige gröbere Einstellung erfolgt dadurch, daß die oberen Brunnen von selbst in ihrer Wasserführung nachlassen oder überhaupt kein Wasser mehr geben.

Auf alle Fälle werden für die oberen Brunnen die Vorteile der Tieferstellung der Pumpe durch die Heberwirkung abgeschwächt, und zwar um so stärker, je höher der Gipfel über der Pumpe liegt.

Zu beachten ist die Beeinflussung des Kreiselpungsgrades durch die Heberwirkung; derselbe hängt vom Verhältnis zwischen Saug- und Druckhöhe sowie der Fördermenge, Umlaufzahl usw. ab; ob die Heberschaltung günstig oder ungünstig einwirkt, muß von Fall zu Fall entschieden werden.

## 6. Entlüftung.

Voraussetzung für die volle Ausnutzung der Heberwirkung ist eine wirksame Entlüftung des Gipfels. Eine besondere Entlüftung wird aber auch bei heberlosen Anlagen dann nötig, wenn im Grundwasser Gase vorhanden sind oder bei der Absenkung und Bodendurchlüftung gebildet werden.

Die anspruchsloseste Entlüftungsvorrichtung besteht in der Anordnung eines Umlaufs um den zu entlüftenden Leitungspunkt, sowie der zugehörigen Absperrhähne, die es gestatten, diesen Leitungsteil ohne Betriebsstörung zeitweise stillzulegen, um die in ihm enthaltene Gasmenge durch Wasserauffüllen mit Hilfe einer kleinen Pumpe zu einem Hahn hinauszudrücken, der alsdann wieder geschlossen wird.

Bequemer ist das Ansetzen eines Exhaustors, der in vielen Fällen schon zum Ansaugen des Wassers beim Inbetriebsetzen der Anlage vorhanden sein wird.

Für Heberleitungen von nicht allzustarker Gasbildung ist der ununterbrochen wirkende Lindleysche Entlüfter vorteilhaft, der auf der Erscheinung beruht, daß Wasser von größerer Geschwindigkeit Luftblasen auch dann noch mit sich fortreißt, wenn die Bewegung abwärts gerichtet ist; dem abfallenden Schenkel des Hebers ist daher ein so geringer Querschnitt gegeben, daß in ihm die Wassergeschwindigkeit auf mindestens 2 m erhöht wird; um bei etwaigem Nachlassen der Wasserförderung doch im abfallenden Schenkel eine genügend große Geschwindigkeit zu erhalten, ist derselbe in zwei Einzelrohre aufgelöst, von denen das eine bei zu geringer Wasserführung abgesperrt wird, während im Vollbetrieb beide Rohre im Betrieb sind.

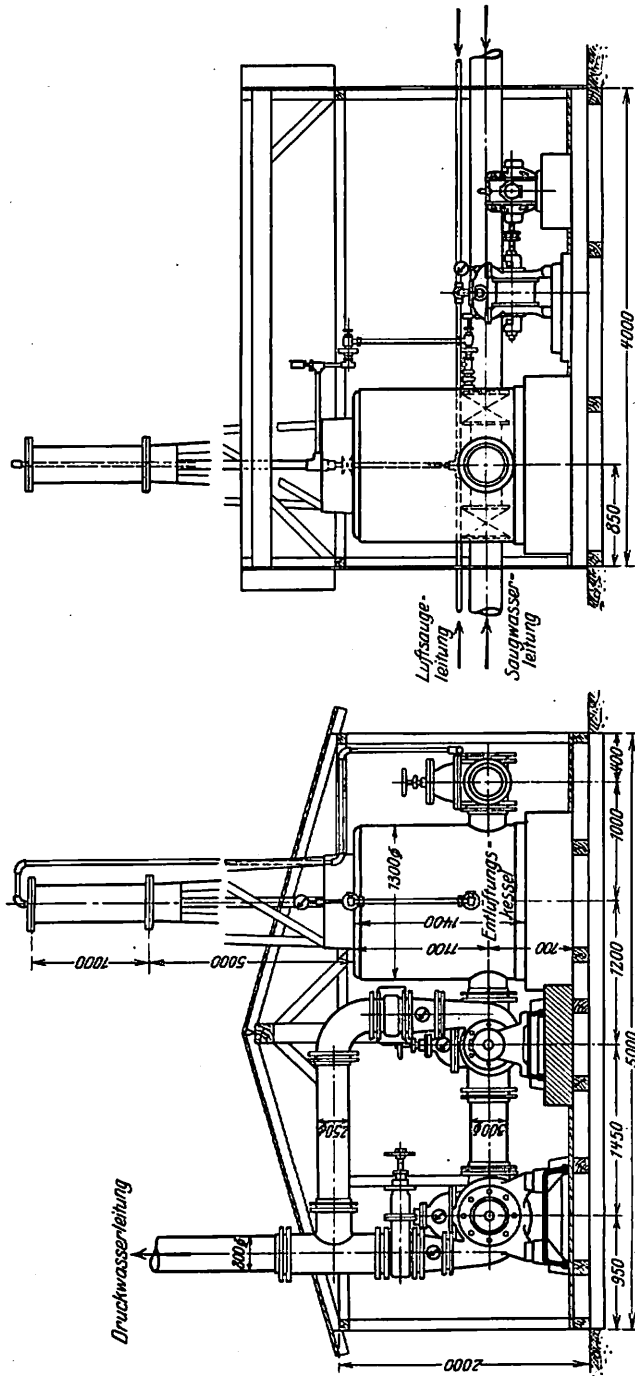


Abb. 39. Entlüftungsanlage der Siemens-Bauunion.

Die wirksamste Entlüftung wird aber durch eine Luftpumpe in Zusammenhang mit einer Luftvortrocknung dargestellt; letztere ist erforderlich, da Luft und bewegtes Wasser sich leicht zu einem einheitlich wirkenden Stoff von besonderer Eigenart verbinden, der in seine Bestandteile zerlegt werden muß, und da ferner die Luftpumpen gewöhnlicher Bauart gegen Nässe der angesaugten Luft empfindlich sind. In der Abbildung 39 ist das Schema einer solchen Entlüftungsanlage mit Luftvortrocknung dargestellt: das zu entlüftende Wasser wird durch einen großen Kessel geleitet, in dem sich die unruhigen Gasbläschen beruhigen und zu größeren Blasen vereinigen können, um zur Decke aufzusteigen und hier in das etwa 5 m hohe Ansatzrohr zu gelangen; den oberen Abschluß dieses Rohres bildet ein Wasserabscheidetopf, in dem die auf dem bisherigen Wege vorgereinigten Gasblasen von den letzten Wasserteilchen befreit werden, so daß sie jetzt ohne Bedenken der Luftpumpe zugeführt werden können. Eine solche Entlüftungsanlage kann etwa 60 Brunnen bedienen.

#### 7. Flachpumpen.

Als Pumpen kommen in erster Reihe die Kreiselpumpen in Frage, doch werden in bestimmten Fällen auch Kolbenpumpen und Pulsometer verwendet.

Die Kreiselpumpe ist in ihrer Saughöhe auf etwa 8,5 bis 9 m beschränkt, dagegen ist ihre Förderdruckhöhe fast unbegrenzt; wegen ihres gleichmäßigen Betriebes, des Fehlens empfindlicher Abdichtungs-teile und der leichten Wartung wird sie für Absenkungsanlagen mit Vorliebe verwendet.

Schwierigkeit bietet das Anlassen der Pumpe zum ersten Ansaugen des Wassers; am einfachsten erfolgt dies bei Dampfantrieb durch Exhaustoren; bei elektrischem Antrieb können elektrisch angetriebene Exhaustoren verwendet werden; sind Exhaustoren nicht verfügbar, so muß die Leitung mit Wasser aufgefüllt werden; am allereinfachsten gestaltet sich das Ansaugen, wenn eine mit Luftpumpe arbeitende Entlüftungsanlage vorhanden ist, die das Ansaugen übernimmt. Auch können Kolben- oder Membranpumpen zum ersten Heranholen des Wasserfadens oder zum Füllen der Leitung mit Wasser benutzt werden.

Wegen der Umständlichkeit des Ansaugens und vor allem wegen des schädlichen Einflusses plötzlicher Geschwindigkeitsänderungen des Grundwassers auf die feineren Bodenteilchen muß größter Wert darauf gelegt werden, daß der einmal angesaugte Wasserfaden nicht wieder abreißt und Luft in die Leitung eintreten läßt, wodurch ein Stilllegen der ganzen Anlage hervorgerufen wird.

Hierzu ist vor allem eine richtige Einschätzung der Ergiebigkeit nötig, die allerdings nur in gewissen Grenzen möglich sein wird; zum Verhindern des vollen Zurückschlagens der Wassersäule dienen die auf S. 69 erwähnten Rückstauklappen; das Hauptmittel gegen zu tiefes Absaugen des Brunnenspiegels und daraus sich ergebendes Einsaugen von Luft bietet die Längenbemessung der lotrechten Sauger, die bei einer Länge von etwa 9 m nie den Brunnen ganz leer saugen können; je tiefer nämlich das Wasser im Brunnen abgesaugt wird, um so langsamer bewegt sich der Wasserfaden im Sauger nach oben; die Bewegung hört ganz auf, wenn das Gewicht der hochgesaugten und oberhalb des Brunnenspiegels befindlichen Wassersäule dem Druck der Außenluft das Gleichgewicht hält.

Als weiteres Mittel gegen das Abreißen des Wasserfadens ist das Drosseln der Leitung zu nennen, das als Voraussetzung die genaue Beobachtung der Brunnenspiegel hat. Es muß dies aber als ein barbarisches Mittel bezeichnet werden, da es eine völlig nutzlose Verschwendung der Pumpenleistung bedeutet.

Ein Mittel von etwas geringerer Kostspieligkeit ist die Anordnung eines Umlaufs um die Pumpe, der ein Kurzschließen derselben gestattet. Im Regelbetrieb ist der Umlauf durch einen Schieber abgeriegelt; wird aber durch Brunnenbeobachtung festgestellt, daß zuviel Wasser gefördert wird, so wird der Schieber geöffnet, so daß das Wasser nur noch zum Teil zur Druckleitung hinausgepreßt wird, zum andern Teil hingegen in der vom Umlauf und der Pumpe gebildeten Kreisleitung kreist. Durch leichtes oder stärkeres Öffnen des Schiebers hat man es in der Gewalt, das Verhältnis der im Kreisweg bewegten Menge zu der durch die Abflußleitung hinausgeführten Menge zu bestimmen.

Bei großen Anlagen hat man es durch Aufteilung der Förderanlage in mehrere Pumpensätze in der Hand, durch Ausgleich untereinander und schärfere Erfassung der vermutlichen Mengen die Förderung dem Zulauf eng anzupassen; da der Ausbau großer Anlagen nach und nach erfolgt, können die in den ersten Ausbauabschnitten gemachten Erfahrungen für die späteren Abschnitte verwendet werden; dabei ist zu berücksichtigen, daß der Zulauf in den ersten Betriebsabschnitten am stärksten sein muß (s. S. 20).

Durch schädliche Beimengungen des Förderwassers werden die benetzten Teile der Pumpe gefährdet; zum Schutz hiergegen können statt eiserner Schaufelräder solche aus Bronze eingesetzt werden; an den Wellen hat sich das Überziehen von Bronzebüchsen an den Stellen der Stopfbüchsen bewährt. Die Flächen der nicht beweglichen Pumpenteile sind mit Schutzanstrich zu versehen. Gegen alle schädlichen Gase ist der beste Schutz eine wirksame Entlüftungsanlage,



deren Hauptzweck allerdings die Wahrung gleichmäßiger Spannungsverhältnisse auf der Saugseite der Schaufelräder ist, wie sie für die Ausnutzung der Leistungsfähigkeit der Pumpe unerlässlich sind.

Bei elektrischem Antrieb pflegt man die unmittelbar mit dem Motor gekuppelten Pumpen zu bevorzugen; eine Ausnahme machen die Tiefenkungsanlagen, bei denen mit Rücksicht auf die Gefahr des Versaufens dem Motor eine möglichst hohe Lage gegeben werden kann, wodurch eine Riemenkuppelung nötig wird. Riemenpumpen bieten den Vorteil der leichten Einstellbarkeit der angemessenen Tourenzahl.

Da der Wirkungsgrad der Kreisel je nach dem Verhältnis zwischen Saughöhe, Druckhöhe und Förderleistung verschieden groß ist, hat bei der Auswahl des betreffenden Kreisels die Rücksicht auf den Wirkungsgrad mitzusprechen.

Die Frage der Pumpenbereitschaft hängt eng mit der Behandlung der Antriebsfrage zusammen und sei daher weiter unten mit dieser zusammen besprochen.

Kolbenpumpen dürften für Senkungsanlagen nur in Ausnahmefällen verwandt werden, da sie eine sorgsamere Wartung beanspruchen, als ihnen auf der Baustelle in der Regel zuteil werden kann. Auch spricht die Empfindlichkeit ihrer Dichtungen hier gegen sie. Diesen Nachteilen gegenüber wiegt der Vorzug der leichten Anpassung an die jeweils zu fordernde Leistung nicht schwer genug, um ihre Verwendung für Senkungsanlagen zu rechtfertigen. Für geringe und vor allem für un stetig anfallende Fördermengen können sie aber mit Vorteil verwendet werden.

Auch Pulsometer, Membranpumpen und andere Systeme werden nur in seltenen Fällen verwandt.

## 8. Tiefpumpen.

Eine besondere Aufgabe bot sich dem Pumpenbauer bei den Tiefenkungen, da die bei Verwendung von Kreiseln hier nötig werdende Staffelung der Anlage mancherlei Nachteile ergibt; diese werden durch Tiefpumpen vermieden, die das Wasser in einem einheitlichen Arbeitsvorgang aus Brunnen Spiegelhöhe bis auf Vorfluterhöhe fördern.

Als Lösungen dieser Aufgabe sind zu nennen die Mammutpumpe, die Bekaumpumpe, die Elmopumpe, die S. S. W.-Dreikolbenpumpe und die Hydropumpe.

Die Mammutpumpe benutzt zu ihrer Arbeitsleistung die Ausdehnungskraft der Preßluft; sie besteht aus dem ziemlich engen Preßluft-Zuführungsrohr, aus dem Steigrohr, in dem das Gemisch von Förderwasser und Preßluft aus der Brunnentiefe nach oben gefördert

wird, und aus dem Fußstück, in dem die Preßluftleitung endet und in dem die Mischung von Förderwasser und Preßluft erfolgt.

Sieht man von den dynamischen Wirkungen der aufsteigenden Säule des Wasser-Luftgemisches ab, so kann man das tief in den Brunnen eingehängte Steigrohr und den unteren, vom Wasser erfüllten Teil des Brunnenrohres als kommunizierende Röhren ansehen; bezogen auf die Berührungsfläche beider Flüssigkeitsarten muß dann  $h \cdot \gamma = h' \cdot \gamma'$  sein, wenn  $\gamma$  das Einheitsgewicht des Wassers und  $\gamma'$  das mittlere Einheitsgewicht des Wasser-Luftgemisches ist. Der Spiegel  $S'$  des letzteren liegt also entsprechend höher als der Spiegel  $S$  der Wassersäule des Brunnens. Schafft man daher im Steigrohr unterhalb  $S'$  eine Ausflußöffnung, so findet ein stetiger Ausfluß statt, ein stetiges Fördern des Gemisches.

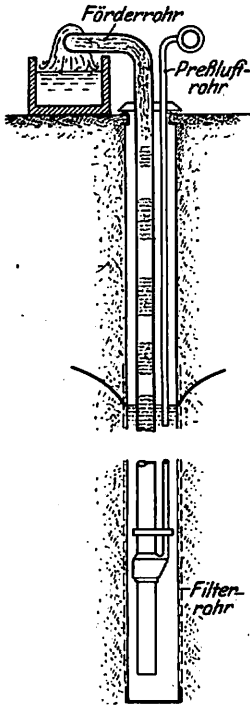


Abb. 40.  
Schema der Mammutpumpe.

Für das bei Ausschaltung der dynamischen Wirkungen zu fordernde Gleichgewicht beider Flüssigkeitssäulen ist es Vorbedingung, daß die Berührungsfläche beider und zugleich die Verbindungsleitung beider Säulen (der Fuß der Mischglocke) so tief unter dem Spiegel  $S$  liegt, daß sich nicht etwa die Preßluft den leichteren Weg durch das Wasser des Brunnenrohres hindurch nach oben sucht.

Die Rechnung besagt, daß für die gebräuchlichen Förderhöhen ( $h' - h = 10$  bis  $15$  m) die Mischglocke etwa ebenso tief unter Brunnenspiegel befindlich sein muß, wie der Steigrohrausguß über ihm liegt.

Stellt man die Arbeitsgleichung auf, so findet man, daß die durch Ausdehnung der Luft auf ihrem Weg innerhalb des Fördergemisches, also durch Druckentspannung freiwerdende Arbeit umgesetzt wird in die Beschleunigung und gleichzeitig den Hub des Fördergemisches und ferner verbraucht wird zur Überwindung der Leitungswiderstände.

Maßgebend sind also die Förderhöhe, das im Aufstieg abnehmende Einheitsgewicht des Fördergemisches, die lebendige Kraft der in Bewegung gesetzten Massen und die Leitungswiderstände. Für das Einheitsgewicht des Fördergemisches spielt das Einheitsgewicht der in

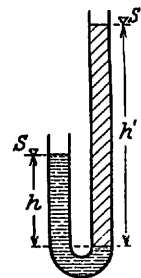


Abb. 41.  
Schenkelrohr mit verschiedenen schweren Flüssigkeiten.

ihm enthaltenen Luft eine Hauptrolle, und dies ist (da die Vorgänge dank der selbsttätigen Wasserkühlung isothermisch verlaufen) der Spannung verhältnismäßig. Für den Druckabfall im Steigrohr erhält man daher (ähnlich demjenigen der Atmosphäre) einen angenähert logarithmischen Verlauf.

In der Arbeitsgleichung<sup>1)</sup> sind nun die zu fördernden Wassermengen und die zugehörigen Luftmengen durch eine quadratische Gleichung verbunden, die mit Ausnahme des Scheitelpunktes der von ihr dargestellten Kurve 2 Wurzeln als Lösung ergibt. Trägt man für ein und denselben Brunnen bei sonst gleichen Verhältnissen verschiedene Werte der Wassermenge von 0 an beginnend auf, und zugleich auf der andern Hauptachse die zugehörigen Luftmengen, so findet man, daß man zwar zunächst durch Steigerung der Luftmenge die geförderte Wassermenge erhöhen kann, daß aber diese Erhöhung nicht mit der Steigerung der Luftmenge Schritt hält: je mehr Luft zugelassen wird, um so geringer wird der Zuwachs an Förderleistung, bis bei einer bestimmten, dem Scheitelpunkt der Kurve entsprechenden Luftmenge keine Steigerung der Leistung, sondern eine Abnahme eintritt; die jenseits dieses Scheitelpunktes liegenden Arbeitszustände sollten als unwirtschaftlich vermieden werden.

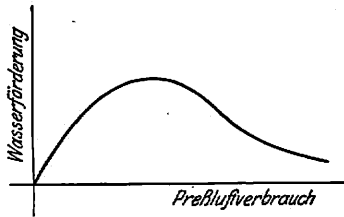


Abb. 42. Beziehung zwischen Wasserförderung und Preßluftverbrauch der Mammutpumpe.

Mit Ausnahme der dem Scheitelpunkt entsprechenden Wassermenge kann jede Wassermenge durch 2 voneinander verschiedene Luftmengen gefördert werden: entweder durch eine geringe Menge mit gutem Wirkungsgrad oder durch eine größere Menge mit entsprechend verschlechtertem Wirkungsgrad. Wäre für die Wirtschaftlichkeit dieser Wirkungsgrad allein ausschlaggebend, so hätte man die Luftmengen so gering wie möglich zu wählen; da aber je qm Baugrubenfläche eine bestimmte Wasserentnahme nötig ist, müßte der je Brunnen durch Verringerung der Luftzufuhr verursachte Ausfall der Wasserförderung durch Bohren der erforderlichen Zusatzbrunnen oder durch Querschnittsvergrößerung der einzelnen Brunnen wettgemacht werden. Beides ist aber so kostspielig, daß man unter Verzicht auf den Vorteil eines theoretisch günstigen Verhältnisses zwischen Wasser- und Luftmenge grundsätzlich den Größtwert der bei den gegebenen Brunnenverhältnissen erreichbaren Wasserförderung anstreben wird, der in unserer Kurve durch den Scheitelpunkt gekennzeichnet ist.

Mit Ausnahme der dem Scheitelpunkt entsprechenden Wassermenge kann jede Wassermenge durch 2 voneinander verschiedene Luftmengen gefördert werden: entweder durch eine geringe Menge mit gutem Wirkungsgrad oder durch eine größere Menge mit entsprechend verschlechtertem Wirkungsgrad. Wäre für die Wirtschaftlichkeit dieser Wirkungsgrad allein ausschlaggebend, so hätte man die Luftmengen so gering wie möglich zu wählen; da aber je qm Baugrubenfläche eine bestimmte Wasserentnahme nötig ist, müßte der je Brunnen durch Verringerung der Luftzufuhr verursachte Ausfall der Wasserförderung durch Bohren der erforderlichen Zusatzbrunnen oder durch Querschnittsvergrößerung der einzelnen Brunnen wettgemacht werden. Beides ist aber so kostspielig, daß man unter Verzicht auf den Vorteil eines theoretisch günstigen Verhältnisses zwischen Wasser- und Luftmenge grundsätzlich den Größtwert der bei den gegebenen Brunnenverhältnissen erreichbaren Wasserförderung anstreben wird, der in unserer Kurve durch den Scheitelpunkt gekennzeichnet ist.

<sup>1)</sup> Näheres s. Lorenz: Techn. Hydromech.

Nach Lorenz ist dabei der immerhin noch recht gute Wirkungsgrad von 0,37 zu erreichen.

Die großen Vorteile, die die Mammutpumpe bietet, sind zum Teil solche, die auch von den übrigen Tiefpumpen geboten werden, zum Teil aber solche, die nur der Mammutpumpe eigentümlich sind.

Zu ersteren gehört die Überwindung der Förderhöhe in einem einheitlichen Arbeitsvorgang unabhängig von der Brunnentiefe, ferner der Fortfall der Saugleitungen und sonstiger, den Arbeitsraum der Baugrube beengenden Anlagenteile, und endlich die Wahrung der Betriebsfähigkeit auch im Falle eines Wassereinbruches in die Baugrube.

Als Vorzüge, die nur der Mammutpumpe eigentümlich sind, sind zu nennen: die leichte Anpassung an die wechselnden Anforderungen des Betriebes in sehr weiten Grenzen, die Leichtigkeit der Verstärkung oder Abschwächung örtlicher Absenkungswirkungen durch entsprechende Einstellung der Luftzufuhr zu den betreffenden Brunnen, das Fehlen aller beweglichen, also leicht abnutzbaren und empfindlichen Teile, und endlich die Einfachheit der Wartung und Einstellung der einzelnen Brunnen.

Als Nachteile sind zu nennen: die Notwendigkeit, die Brunnen zur Ermöglichung der erforderlichen Druckspannung im Steigrohrfuß erheblich tiefer zu bohren als es die Rücksicht auf die Ergiebigkeit verlangen würde; ferner die Schwierigkeit, bei der Wartung und Einstellung der einzelnen Brunnen den jeweiligen Wirkungsgrad zu erkennen und zu berücksichtigen, und endlich die hohen Anlagekosten.

Der Nachteil der Tiefführung der Brunnen erschöpft sich nicht mit den einmaligen Kosten ihrer Herstellung; es ist vielmehr zu berücksichtigen, daß durch die Tieferführung auch die Höhe  $H$  der auf die Brunnen zu in Bewegung gesetzten Grundwasserschicht vergrößert wird, wodurch (wie wir im theoretischen Teil auf S. 13 gesehen haben) zur Einstellung einer bestimmten Absenkung eine Erhöhung der Förderwassermenge nötig wird.

Zur Beseitigung dieses letzten Übelstandes sei vorgeschlagen, den untersten Teil der Filterrohre als vollwandiges Futterrohr auszubilden, da er ja nur die Aufgabe hat, ein tiefliegendes Gehäuse für die Pumpenfüße zu bilden; als Filterstrecke braucht nur derjenige höhergelegene Teil der Rohre zu wirken, den man auch bei Wahl einer anderen Brunnenart als solche ausbilden würde.

Die Schwierigkeit, bei jeder einzelnen der Pumpen den Luftverbrauch im Vergleich mit der Wasserförderung zu erkennen, ihn also dem Wirkungsgrad anzupassen, führt leicht zu unnützlichem starkem Luftverbrauch; der durch entsprechende Lufteinstellung anzustrebende und theoretisch noch bei voller Wasserführung erreichbare gute Wirkungsgrad wird daher in der Praxis wohl selten erreicht werden.

Als größere Anlagen, bei denen Mammutpumpen verwendet wurden, seien die Spree-Unterführungen der Untergrundbahn in Berlin erwähnt. Hier wurden auch Beobachtungen über den tatsächlichen Wirkungsgrad der Mammutpumpen und der ebenfalls verwendeten Kreiselpumpen angestellt; die von Dr. Enzweiler hierüber veröffentlichten Zahlen seien in nachstehenden Tafeln VI und VII wiedergegeben.

Zahlentafel VI.

Zusammenstellung der auf den Flußstrecken der Inselbrücken- und Jannowitz-Brückenunterführung geförderten Wassermengen.

Beobachtung	Baustelle		Datum	Absenktiefe am Erde der Anlage m	In Betrieb befindl. Brunnen für		Geförderte Wassermengen in l/sek					Bemerkungen		
	Lager	Grundfläche qm			Kreisel-	Mammut- pumpen	insgesamt von	je Brunnen		je 1000 qm Grdfl.	je 1000 qm Grdfl. u. 1 m Absenkung			
a)	Inselbrücke I. Abschnitt	990	23. XI. 1910	5,50	—	22	—	235	235	—	10,7	253	46,0	Mammutpumpen u. Kreisellbrunnen mit getrenntem Wirkungskreis Mammut- u. Kreisellbrunnen gemischt Auf etwa 50% des Gebietes finden sich Toneinlagerungen im Untergrund
b)		990	7. XII. 1910	8,00	—	27	—	340	340	—	12,6	365	45,6	
c)		990	14. XII. 1910	9,00	—	30	—	380	380	—	12,7	409	45,4	
d)	Inselbrücke II. Abschnitt	800	29. II. 1912	7,00	15	13	138	126	264	9,2	9,7	330	47,2	
e)		800	7. III. 1912	7,00	15	12	137	124	261	9,2	10,3	326	46,6	
f)	800	15. III. 1912	9,00	30	26	204	96	300	6,1	3,2	375	41,7		
g)	Jannowitz-Brücke	1900	4. VII. 1916	8,50	64	—	536	—	536	8,4	—	282	33,2	
h)		1900	11. VII. 1916	9,00	77	—	605	—	605	7,8	—	318	35,3	
i)		1900	21. VII. 1916	10,80	111	—	663	—	663	6,0	—	350	32,4	
k)		1900	15. X. 1916	8,00	82	—	475	—	475	5,8	—	250	31,3	

Es geht aus den beiden Tafeln hervor, daß der Wirkungsgrad der Kreisel doch erheblich günstiger war als der der Mammutpumpen, daß er bei beiden um so günstiger wurde, je näher die wirkliche Leistung an die rechnerische Volleistung herankam; wahrscheinlich hätte sich das Bild für die Mammutpumpen günstiger gestaltet, wenn nicht die der Bemessung der Anlage rechnerisch zugrunde gelegte Fördermenge erheblich über dem tatsächlichen Zulauf gelegen hätte.

Interessant sind in dieser Hinsicht die Beobachtungen *k, l, m* der Tafel VII: bei getrenntem Arbeiten der Kreisel- und Mammutbrunnen war der Wirkungsgrad der Mammutpumpen ein erträglicher, während er auf ein ungewöhnlich niedriges Maß sank, sowie beide Systeme gemeinsam arbeiteten; die Brunnen der Kreiselpumpen zogen offenbar den Hauptzulauf an sich, während die Brunnen der Mammutpumpen sich mit einer verringerten Fördermenge begnügen mußten.





Zur Lieferung der Preßluft dienten 9 doppeltwirkende Kompressoren mit Riemenbetrieb, von denen je nach dem Wasserzulauf 4 bis 7 ständig in Betrieb waren, während 2 zur Bereitschaft bestimmt waren.

Ihr Kolbendurchmesser betrug 500 mm, der Hub 400 mm, die Zahl der Umläufe je Minute 130; die als Schwungrad ausgebildete Riemenscheibe besaß 2000 mm Durchmesser bei 350 mm Kranzbreite; zum Betrieb jedes Kompressors waren je nach der Senkungsleistung 44 bis 65 PS nötig.

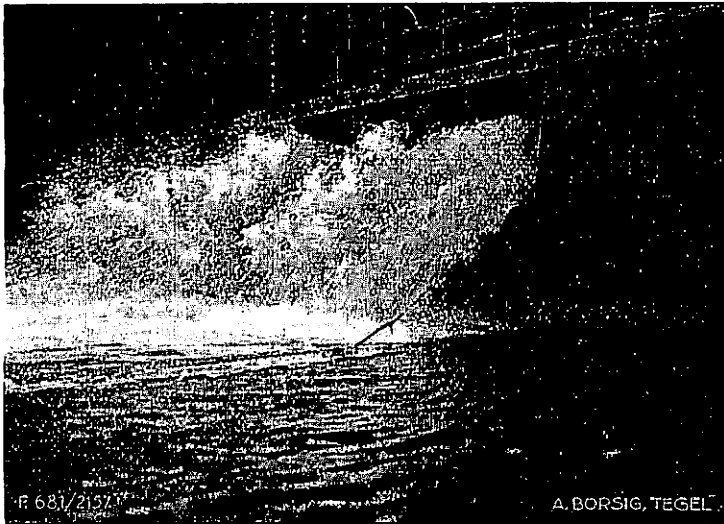


Abb. 44. Mammutpumpen-Ausguß beim Bau der Spree-Unterfahrung Inselbrücke.

Der zum Antrieb von 5 der Kompressoren erforderliche Gleichstrom von 700 V Spannung wurde von der Hoch- und Untergrundbahn geliefert; als Bereitschaft diente ein eigens hierfür errichtetes Stromerzeugungs-Kraftwerk; die 4 anderen Kompressoren wurden durch Lokomobilen angetrieben, für die je 1 Elektromotor in Bereitschaft stand. Es wurde so erreicht, daß keine einzige Unterbrechung oder Störung vorkam.

Die Dreikolbenpumpe wird wegen ihres geringen Wirkungsgrades kaum mehr verwendet; als neue Bauformen der Tiefpumpe sind zu nennen die Bekapumpe, die Elmopumpe und die Hydropumpe.

Während bei der Bekapumpe, die ebenso wie die Elmopumpe eine Turbinenpumpe ist, der Motor oben auf dem Brunnenkopf aufsitzt, so daß das Gestänge innerhalb des Druckwasserrohres abwärts geführt ist und mehrerer Lagerstellen bedarf, ist der Motor der



Elmopumpe wasserdicht gekapselt im Pumpenfuß untergebracht; er ist von der Pumpe selbst nur durch eine Zwischenwand getrennt, arbeitet jedoch mit ihr in gemeinsamem Gehäuse. Die Saughöhe der Elmopumpe ist eine recht geringe, sie muß daher tief in den Brunnen eingehängt werden. Ihre Leistung beträgt 12 bis 13 l/sek bei 20 bis 24 m manometrischer Förderhöhe und 40 bis 45 % Wirkungsgrad. Bei größerer Förderhöhe werden Leistung und Wirkungsgrad entsprechend geringer. Bei 44 m manometrischer Förderhöhe

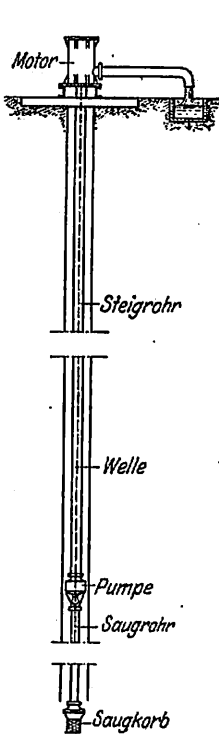


Abb. 45. Schema der Bekampfe.

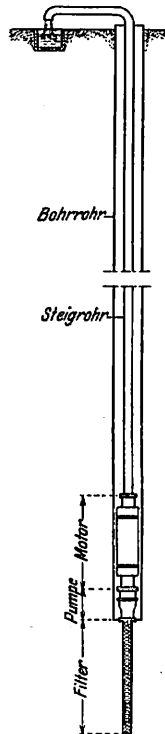


Abb. 46. Elmopumpe mit Filteransatz.

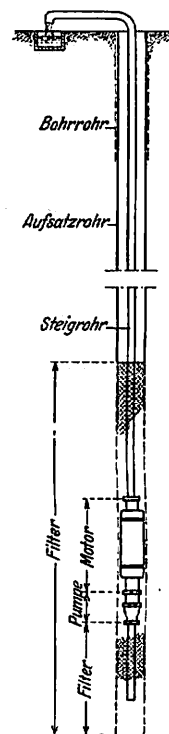


Abb. 47. Elmopumpe in Filterrohr eingehängt.

beträgt die Leistung nur noch 6 l/sek. Die bisherigen Versuche, bei denen sich die Pumpe in dreiwöchentlichem Dauerbetrieb als durchaus betriebsicher erwies, lassen darauf schließen, daß die Elmopumpe, die von dem Elmowerk der Siemens-Schuckertwerke hergestellt wird, in erster Linie befähigt sein wird, bei Tiefsenkungen den Wettbewerb mit der Kreiselpumpe wenigstens in Sonderfällen erfolgreich aufzunehmen.

Die von der Geue-Pumpenbau-Gesellschaft sowie Brodnitz & Seydel A.-G. in Berlin hergestellte Hydrokreiselpumpe ist eine von einer

mehrstufigen Wasserturbine angetriebene Kreiselpumpe, die mit ersterer in gemeinsamem Gehäuse auf gemeinsamer Welle arbeitet und tief in den Brunnen eingehängt wird; das zum Antrieb dienende Druckwasser wird über Tag durch Hockdruckkreisel oder Kolbenpumpe erzeugt und innerhalb des Förderrohres der Turbine durch ein Druckrohr von geringem Durchmesser zugeleitet.

### 9. Abflußleitung.

Die Ausbildung der Abflußleitung bietet keine besondere Schwierigkeit, zumal weder an ihre Luftdichtigkeit noch an genaue Ausrichtung beim Verlegen besondere Ansprüche gestellt werden. Sie kann durch Muffenrohr oder Flanschrohr oder auch als offene Kastenrinne dargestellt werden. Wo die Verhältnisse es gestatten, kann sie mit Vorteil auch als Heberleitung ausgebildet werden.

Die Leitung wird dem nächsten aufnahmefähigen Vorfluter zugeführt; auf unbebautem Gelände sind Schwierigkeiten hierbei nicht zu erwarten; ist hier ausnahmsweise ein Abzugsgraben oder sonstiger Vorfluter nicht vorhanden, so kann unter Umständen irgendeine außerhalb der Reichweite liegende Geländemulde zur Aufnahme des Abfluswassers benutzt werden.

In den Städten stößt das Abführen des Wassers auf Schwierigkeiten, da die Leitung unter der Straßenbefestigung verlegt werden muß, wodurch erhebliche Kosten entstehen; liegt die Baustelle nicht zufällig in unmittelbarer Nähe des natürlichen Vorfluters, so würde bei mittleren und kleinen Anlagen die Wirtschaftlichkeit der Absenkung in Frage gestellt werden, wenn der Bau einer solchen Abflußleitung verlangt würde; die städtischen Behörden werden daher meist das Einführen des Wassers bei kleinen Mengen in die Kanalisation, bei großen Mengen in die Notauslässe gestatten, allerdings gegen Erstattung einer Gebühr, die bei Einführung in einen Notauslaß etwa  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{20}$  Goldpfennig je Kubikmeter Förderwasser und bei Einführung in ein Pump-Rohrnetz 3—15 Pf/cbm beträgt; trotz einer solchen Gebühr ist doch die Benutzung der Kanalisation vorteilhaft; als Nachteil ist zu erwähnen, daß bei außergewöhnlich starken Regenfällen die Kanalisation derart überlastet sein kann, daß zeitweise die Aufnahme des Wassers in Frage gestellt ist.

Als ein wichtiges Hilfsmittel der Anlage ist der Wassermesser zu erwähnen, der nicht nur für den erwähnten Zweck der Auseinanderrechnung mit den städtischen Behörden oder für wissenschaftliche Zwecke, sondern auch für Probesenkungen von Versuchsanlagen wertvolle Dienste zu leisten hat. Bei geringen Wassermengen kann die Wasseruhr oder auch der Venturimesser verwendet werden, bei großen Mengen erfolgt die Messung am besten durch einen Über-

fallmesser, dessen Meßkammer aus einer Vorkammer zur Beruhigung des einlaufenden Wassers, aus der Überfallkammer und der Abflußkammer besteht; aus der durch Selbstaufzeichnung festgelegten jeweiligen Wasserhöhe des Überfalles errechnet sich die Wassergeschwindigkeit, aus dem Überfallquerschnitt und der Geschwindigkeit die sekundliche Abflußmenge.

### 10. Kraftquelle.

Als Kraftquelle pflegte man früher die Lokomobilen zu bevorzugen, die ja zum Inventar des Bauunternehmers gehören; die Vorteile aber, die der elektrische Strom bietet, und die Ausdehnung des elektrischen Stromnetzes auch auf dem Lande und in kleinen Städten führten dazu, daß man heut vorwiegend elektrischen Antrieb benutzt.

Da auf den Baustellen Strom nicht nur für die Wasserhaltung, sondern auch für die Baubeleuchtung und zum Antrieb der Baumaschinen verwendbar ist, so wird man dort, wo ein bestehendes Stromnetz zum Anschluß nicht zur Verfügung ist, schon bei mittelgroßen Anlagen eine eigene Stromanlage vorsehen.

Während man beim Lokomobil-Antrieb der Pumpen durch die Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit gezwungen ist, eine Zersplitterung zu vermeiden und sowohl die Kraftanlage wie die Pumpensätze einer Baustelle an eine einzige oder einige wenige Stellen zusammenzuziehen, ermöglicht der elektrische Strom die Auflösung in beliebig kleine Pumpensätze und ihre Verteilung auf beliebig viele und beliebig gelegene Stellen.

Diese Auflösung bietet den großen Vorteil, sowohl die Saugleitung wie die Pumpensätze selbst durch Stücke von marktgängiger und handlicher Größe darzustellen und außerdem die Verteilung so vorzunehmen, daß die für Saugleitung und Pumpen vorzusehenden Bereitschaften auf ein Geringstmaß herabgedrückt werden; auch tritt eine Ersparnis an mittlerer Saugweglänge der Fördermengen ein, der zwar häufig eine Steigerung der mittleren Druckweglänge um das gleiche Maß gegenüberstehen wird; da aber je Kubikmeter Wasser die zurückgelegte Saugweglänge sowohl in der Anlage wie im Betrieb kostspieliger ist als die gleiche Abflußweglänge, so tritt hierdurch eine entsprechende Ersparnis ein.

Da bei der aufgelösten Form der Anlage im Falle des Versagens einer Pumpe oder einer Leitungsstrecke die Nachbarn die entfallende Leistung mit übernehmen, so genügt es hier, einige wenige Stücke als Bereitschaft zur Hand zu haben, während bei der Zusammenlegung der Pumpen an eine einzige oder an einige wenige Stellen, an denen zugleich die Kraft erzeugt wird, eine volle Bereitschaft von sehr erheblich höherem Ausmaß vorgesehen werden muß.

Auch ist bei der Zusammenlegung mit der Krafterzeugung die Gefahr ernster Betriebsstörung insofern größer, als die Wahrscheinlichkeit wächst, daß Pumpe und Kraftquelle zugleich von derselben Gefahr bedroht werden.

Für die Kraftquelle sollte bei wichtigen Anlagen stets eine vollwertige Bereitschaft vorgesehen werden, da durch Versagen der Anlage ein unübersehbarer Schaden angerichtet werden kann.

Wo ein bestehendes Stromnetz als Kraftquelle benutzt wird, wird man daher ein eigenes Bereitschafts-Kraftwerk vorsehen; wenn man zur Kostenersparnis davon absehen will, die Größe desselben mit 100<sup>0</sup>/<sub>0</sub> des vollen Bedarfs vorzusehen, so sollte mindestens eine solche Bemessung stattfinden, daß während der wahrscheinlichen Dauer einer Betriebsstörung des Hauptwerkes das Ansteigen des gesenkten Spiegels auf ein ungefährliches Maß beschränkt bleibt.

Wird der Strom des Bereitschafts-Kraftwerkes durch Dampf erzeugt, so muß die Maschine selbstredend ständig unter Dampf gehalten werden; es dürfte daher billiger sein, hier Ölmotore zu verwenden, die ohne Feuerungsverbrauch in steter Bereitschaft sind; von Nachteil ist es, daß für die Wartung der Ölmotore nicht so zahlreiches geübtes Personal zur Verfügung steht wie für Dampfmaschinen.

Wo ein eigenes Kraftwerk zu errichten ist, muß das zugehörige Bereitschaftswerk getrennt von ihm in angemessener Entfernung angeordnet werden. Auf die Minderung der Feuergefahr in diesen Kraftwerken ist größter Wert zu legen (Rauchverbot, Sammelheizung, weitgehende Verwendung feuerfester Baustoffe, Blitzableiter usw.).

Es ist nicht wirtschaftlich, für den unmittelbaren Pumpenantrieb auf ein und derselben Baustelle zwei verschiedene Kraftarten zu verwenden: also etwa den Hauptteil der Pumpen elektrisch anzutreiben, zum Antrieb der übrigen aber etwa vorhandene Lokomobilen zu verwenden, oder Mammutpumpen und elektrisch betriebene Kreisel zugleich arbeiten zu lassen; dagegen kann es wohl empfehlenswert sein, bei einer elektrischen Kreiselanlage einzelne Brunnen zur örtlichen Verstärkung der Senkung durch elektrische Tiefpumpen betreiben zu lassen.

Die Auflösung einer Förderanlage in Einzelsätze von Zwergformat wäre im allgemeinen falsch, obwohl sie an sich recht gut durch den elektrischen Strom ermöglicht wird; eine große Pumpe von handlichen Abmessungen wird aber in der Anschaffung und im Betrieb wirtschaftlicher sein, als eine Anzahl von Zwergpumpen gleicher Förderleistung. Als Pumpen von handlichen Abmessungen kann man solche von 250 bis 350 mm Saugrohrdurchmesser bezeichnen.

Bei kleinen Anlagen, deren Bemessung gewöhnlich dem Unternehmer allein überlassen ist, pflegt von diesem wohl ein Pumpensatz zur Bereitschaft vorgesehen zu werden, aber keine Bereitschaftskraftquelle, da diese das Angebot unnötig verteuern würde. Bei großen oder wichtigen Anlagen wird der Bauherr sich einen gewissen Einfluß auf Entwurf und Betrieb der Anlage wahren und hier im eigenen Interesse auch für die Kraftquelle eine eigene Bereitschaft fordern und bezahlen oder selbst liefern.

Wo der Antrieb der Pumpen von der Lokomobile aus erfolgt, wo sich also eine örtliche Zusammenziehung der Förderanlage ergibt, wird man bei großen Anlagen trotzdem statt eines einzigen großen Antriebs- und Pumpensatzes zwei oder drei kleinere, gleich (oder besser noch verschieden) groß bemessene Sätze vorsehen, so daß man statt einer 100 prozentigen Bereitschaft nur eine solche von 30 bis 50 % zu schaffen braucht, da die Wahrscheinlichkeit sehr gering ist, daß die am häufigsten vorkommenden Betriebsstörungen geringer Natur mehr als einen der Sätze gleichzeitig treffen. Auch bietet diese Auflösung den Vorteil, bei einer aus naheliegenden Gründen leicht möglichen Überbemessung der Anlage einen der kleinen Einzelsätze stilllegen zu können und dadurch den Wirkungsgrad zu erhöhen. Eine solche Überbemessung wird allein schon dadurch hervorgerufen werden, daß beim Erreichen der Grenzreichweite nur noch die anfallenden Regenmengen zu fördern sind, während das Abpumpen derjenigen Wassermengen bereits erledigt ist, die das Becken bisher anfüllten.

Bei gestaffelten Anlagen bietet die höherstehende Staffel jeweils die Bereitschaft für die tiefere Staffel, zumal in der Regel nur die tiefere Staffel in nennenswertem Maße Wasser führen wird. Bei mehr als zwei Staffeln wird man daher die Pumpen der obersten Staffel Zug um Zug abbauen und in der übernächst tieferen Staffel verwenden können. Hier ergibt sich von selbst die Überlegenheit elektrischen Antriebs über den unmittelbaren Antrieb durch Dampfmaschinen, da deren Tiefersetzen mit Schwierigkeit verbunden ist und da bei etwaigem Versagen der Anlage nicht nur die Pumpen, sondern zugleich auch die Kraftquellen der tiefen Staffel gefährdet wären. Um bei elektrischem Antrieb den Betrieb nach Möglichkeit zu sichern, wird man hier gern die Pumpenmotore in der Höhenlage der nächsthöheren Staffel aufstellen und für die Kraftübertragung den Riemenantrieb vorsehen.

## B. Berechnung.

### 1. Vorentwurf.

Bei der Bemessung der Anlage ist zwischen dem Vorentwurf und dem Ausführungsentwurf zu unterscheiden; für beide gilt jedoch die Forderung, daß sie in engstem Zusammenhang mit dem Entwurf der übrigen Bauarbeiten durchzuarbeiten sind; ist doch z. B. die Frage der Fristen für die Erreichung der einzelnen Absenk-Abschnitte nur im Zusammenhang mit dem Plan für die andern Bauarbeiten zu lösen; auch ist ja für die Gesamtanordnung die Frage äußerst wichtig, ob die Ausschachtung mit Böschung erfolgen kann, so daß eine Anzahl der Brunnen oder gar alle außerhalb des Grundbaues zu bohren sind oder ob eine Baugruben-Wandbefassung vorgesehen werden muß, die bei Kreisbetrieb meist die Verlegung der Brunnen in die Grundfläche des Bauwerks erfordert.

Um für den Vorentwurf einen Anhalt für die Anwendbarkeit der Grundwassersenkung und ihre Bemessung zu erhalten, sind Probebohrungen auf dem Baugelände und bei großen Anlagen auch in seiner Umgebung vorzunehmen, die die Grundwasserverhältnisse aufdecken: vor allem interessiert hier die Höhenlage des ungestörten Grundwasserspiegels und der wassertragenden Sohle, ferner die Zusammensetzung und Durchlässigkeit des Bodens und die Feststellung, ob irgendwelche Umstände vorliegen, die eine Absenkung günstig oder ungünstig beeinflussen können. Die Zahl der Probebohrungen sollte so bemessen werden, daß sich für die beiden Haupt-Achsen-schnitte je ein ungefähres Profil der Boden- und Wasserverhältnisse auftragen läßt.

Eine wesentliche Erleichterung der Entwurfsarbeit, insbesondere für die Bestimmung des  $k$ -Wertes bedeutet es, wenn Angaben über Absenkungen erhalten werden, die auf benachbartem Gelände durchgeführt wurden.

Muß der  $k$ -Wert allein aus den Bohrproben geschätzt werden, so wird meist eine Untersuchung derselben durch einen erfahrenen Absenkungs-Ingenieur eine richtigere Einschätzung des  $k$ -Wertes ergeben als die Laboratoriums-Untersuchung.

Für die Bestimmung der Reichweite können bei kleinen Anlagen von kurzer Betriebsdauer (1—2 Monate) entweder Erfahrungswerte von gleichartigen Anlagen verwendet werden, oder die voraussichtliche Betriebsdauer zugrunde gelegt werden, aus der an Hand unserer Gleichungen die Reichweite zu schätzen ist.

Bei großen Anlagen von langer Betriebsdauer werden selten genügend örtliche Erfahrungen vorliegen, man wird daher hier die theoretische Ermittlung der vermutlichen Reichweiten für die ein-

zelenen Senkungsabschnitte zu bevorzugen haben, falls nicht etwa die Nähe eines Gewässers, seitliche Begrenzung des durchlässigen Beckens oder andere Umstände eine besondere Behandlung erfordern.

Hierbei ist wegen der Beziehungen zwischen Reichweite, Absenkung, Fördermenge und Regenfall schon gleichzeitig mit der Berechnung der Reichweite eine Versuchsrechnung zur Bestimmung der Förderung nötig, für die bei Bauten von angenähert geviertförmigem Grundriß der Mittelpunkt desselben als maßgebender Punkt angesehen werden kann.

Für diese Versuchsrechnung wiederum ist es nötig, die Höhenlage der Filtersohlen als gegeben anzunehmen; für erste Schätzung genügt es hierbei, nach Festlegung der Tiefenlage der Bauwerksohle den Filterfuß bei durchschnittlichen Verhältnissen 5 bis 7 m unter dieser Sohle anzunehmen auf Grund der auf S. 36 u. 72 gegebenen Überlegung; liegt die Sohle um den Betrag  $h$  unter dem ungestörten Spiegel, so beträgt die rechnerische Höhe der in Bewegung gesetzten Grundwasserschicht  $H = h + 5$  bzw.  $= h + 7$  m.

Da man die überwiegende Zahl der Brunnen nahe den Umfassungsfuchten des Bauwerks anordnen wird, so ist der geometrische Ort für die Brunnen eben durch diese Fuchten gegeben.

Ist  $F$  die Größe der freizulegenden Grundfläche, so kann man unter Umwandlung derselben in eine Kreisfläche vom Halbmesser  $r$  die Gleichung anschreiben  $r^2 \cdot \pi = F$  oder  $r = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$ ; dann kann man für die überschläglichen Rechnungen  $r$  als den gemittelten Halbmesser der Brunnenreihe ansehen.

Man hat jetzt für die erste Versuchsrechnung alle benötigten Werte, um aus ihnen die Fördermenge  $Q$  zu errechnen, die man aus der Gleichung erhält

$$H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r} = \frac{Q}{\pi \cdot k} \left( \ln R - \ln \sqrt{\frac{F}{\pi}} \right). \quad \dots \quad 128)$$

Für die anfänglichen Betriebszeiten ist  $R$  aus der Betriebsdauer zu ermitteln, für die Vollsenkung aus der Gleichung  $Q = R^2 \cdot \pi \cdot q_{(s)}$ ; setzt man  $R = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot q_{(s)}}}$  in Gl. 128) ein, so erhält man

$$H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \left( \ln \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot q_{(s)}}} - \ln \sqrt{\frac{F}{\pi}} \right) = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \sqrt{\frac{Q}{F \cdot q_{(s)}}}. \quad 129)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich  $Q$  errechnen. Sowohl die aus Gl. 128) wie aus 129) ermittelten Werte von  $Q$  stellen die im Beharrungszustande zu fördernde Menge dar; der Bemessung der An-

lage und ihrer Teile wird man aber nicht diese Beharrungsmenge, sondern eine um 25 bis 35 % größere Fördermenge zugrunde zu legen haben, und zwar aus folgenden Gesichtspunkten heraus: zunächst ist es wichtig, bei der Unsicherheit der  $k$ -Wert-Schätzung einen gewissen Spielraum als Bereitschaft zu haben; es ist aber hier keine tote Bereitschaft, ihr fällt vielmehr die Aufgabe zu, die zur Erreichung der Vollsenkung benötigte Zeitspanne abzukürzen und möglichst frühzeitig ein wasserfreies Speicherbecken von so großem Inhalt zu schaffen, daß bei zeitweisem Versagen der Maschinen die Gefahr allzu schnellen Wiederansteigens des Spiegels gemindert ist.

Aus unsrer Abb. 13 können wir entnehmen, daß die Ergiebigkeit einer Anlage während der ersten Betriebszeit um so stärker die Ergiebigkeit des Beharrungszustandes überragt, je größer der Halbmesser der umfassenden Brunnenreihe ist; auf eine auch nur angenäherte Ausschöpfung der Ergiebigkeit der allerersten Betriebszeit wird man natürlich die Pumpen größerer Anlagen nicht einstellen können, wohl aber kann man — zumal bei dem schnellen Abfall der Ergiebigkeit — eine Anpassung in gewissen Grenzen dadurch anstreben, daß man die Anlage in der ersten Zeit mit einer um 25 bis 35 % über dem Beharrungszustand liegenden Leistung arbeiten läßt, bis die Ergiebigkeitslinie erreicht ist, die von nun an die Fördermenge bestimmt.

Nach Festlegung der Fördermenge kann die Brunnenzahl und der gegenseitige Brunnenabstand bestimmt werden, und zwar aus dem Gesichtspunkt heraus, daß einerseits der Abstand so groß wie möglich zu bemessen ist, daß andererseits aber der zwischen 2 Brunnen sich einstellende höchste Punkt des Spiegels noch mit genügendem Spielraum unter der Schachtsohle liegen muß.

Man wird i. a. dabei bei mittlerer Durchlässigkeit (etwa  $k = 0,002$ ) zu Brunnenabständen von 7 bis 12 m in der Längsrichtung einer Brunnenreihe kommen, bei geringer Durchlässigkeit zu Abständen von 5 bis 8 m, und bei großer Durchlässigkeit zu solchen von 10 bis 14 m.

Für die Querschnittsberechnung der Brunnen begnügt man sich bei überschläglichen Vorentwürfen mit dem Erfahrungssatz, daß der Filterdurchmesser mit 15 bis 25 cm zu bemessen ist und daß für geringe  $k$ -Werte die größeren Durchmesser zu wählen sind, für größere  $k$ -Werte die geringeren, und daß ferner eine wirksame Filterlänge von 3,5 bis 5 m im allgemeinen genügend ist.

Für steindurchsetzten Boden sind Bohrrohre von größerem Durchmesser vorzusehen (40—50 cm), da die Bohrung dadurch erleichtert wird; der Durchmesser des Filterrohres wird dadurch nicht beeinflusst, da der Zwischenraum zwischen Filter- und Bohrrohr durch Filterkies auszufüllen ist.



Ein Bohrrohr von größerem Durchmesser kann auch dann Vorteile bieten, wenn die wasserführende, trocken zu legende Bodenschicht eine so geringe Höhe hat, daß infolge ungenügender Filtereinlaufhöhe die Brunnenenergiebigkeit zu gering wird; dem wird man dadurch entgegenwirken, daß man für die Bohrrohre einen größeren Durchmesser wählt, und daß man sie in die unterlagernde, undurchlässige Schicht so tief hineinführt, daß nach Kiesfüllung und Ziehen des Mantels jeder Brunnen in einem sumpftartigen Tiefbecken steht, das die Ergiebigkeit erhöht.

Für eingehendere Vorentwürfe ist durch eine Ergiebigkeitsrechnung (s. S. 16 u. 36) nachzuprüfen, ob nicht etwa der Filterdurchmesser oder die Filterlänge zu vergrößern ist. Bei etwaiger Verlängerung des Filters ist aber zu bedenken, daß sie zwar die Ergiebigkeit erhöht, aber gleichzeitig die Senkung ungünstig beeinflußt.

Ist die aus den einzelnen Brunnen zu entnehmende Menge festgelegt, so kann der Querschnitt der Sauger und der Saugleitung aus der Wasserführung bestimmt werden; man wird dabei die Wassergeschwindigkeit nicht allzusehr über den Betrag 1,5 m/sek hinausgehen lassen, sie vielmehr nach Möglichkeit nur mit etwa 0,75 bis 1 bemessen.

Bei den Saugern ist nachzuprüfen, ob sie nicht etwa durch zu großen Durchmesser den für das abwärts strömende Wasser im Filterkorb zu belassenden Querschnitt in unzulässiger Weise schwächen; die außerhalb des Saugers im Filterkorb verbleibende lichte Querschnittsfläche sollte mindestens gleich der lichten Querschnittsfläche des Saugers sein.

Bei rechteckigen Anlagen von ausgesprochener Längsdehnung wird man schon bei eingehenderem Vorentwurf dem Umstand Rechnung tragen, daß die Absenkung nach den Baugruben-Stirnseiten hin geringer ist als in der Baugrubenmitte; als Hauptpunkt, für den man die Absenkung festlegt, wird man dann einen der beiden auf der Längsachse liegenden Viertelpunkte der Bauwerksgrundfläche wählen bzw. die beiden Schwerpunkte der durch die Hauptquerachse gegebenen Grundflächenhälften.

Für schlitzartige Baugruben, deren Brunnen nur in einer Reihe angeordnet sind, wird man für verschiedene Brunnenanordnungen die überschläglichen Berechnungen durchführen und diejenige herausgreifen, die die geringsten Kosten erwarten läßt; von vornherein ist dabei für die beiden Endstrecken eine engere Brunnenstellung zu wählen, wenn nicht etwa ein stetig weiterwandernder Betrieb vorgesehen ist, bei dem in der Wanderrichtung ständig neue Brunnen in Betrieb gesetzt werden, während am fertiggestellten Teil die Brunnen außer Betrieb gesetzt und gezogen werden.

Die theoretische Pumpenleistung ergibt sich aus der Fördermenge  $Q$  und dem Hub  $h$  in der Form  $A = \frac{Qh}{75}$  PS, wenn  $Q$  in l/sek und  $h$  in  $m$  angegeben war; mit Rücksicht auf die Widerstände in den Leitungen und den Maschinen, sowie auf die unvermeidlichen Undichtigkeiten ist dieser theoretische Wert mit einem dem Wirkungsgrad entsprechenden Beiwert zu vervielfältigen, den man für Vorschläge bei Kreisbetrieb etwa mit 3 ansetzen kann; bei großen, gleichmäßig arbeitenden Anlagen kann dieser Beiwert bis auf etwa 2,2 ermäßigt werden.

Schon bei eingehenderem Vorentwurf sind chemische Untersuchungen des Bodens und des Wassers vorzunehmen, um eine Entscheidung über die zu verwendenden Baustoffe zu ermöglichen und um Aufschluß darüber zu gewinnen, ob eine Entlüftungsanlage und ein besonderer Schutz der Leitungen und Pumpen wünschenswert ist; bei ausgedehnten Anlagen empfiehlt sich eine Entlüftungsanlage auch dann, wenn Gasabsonderung aus dem Grundwasser nicht befürchtet wird; enthält doch nach Prinz schon gewöhnliches Grundwasser häufig mehr als 1 Liter Luft je Kubikmeter, also etwa 2 Liter verdünnte, in der Saugleitung abgegebene Luft, zu denen je lfd.  $m$  Saugleitung bei guter Verlegung und Abdichtung weitere 0,0015 Liter verdünnte Luft je Sekunde hinzutreten. Die Luft- oder Gasansammlungen in den Leitungen sind aber geeignet, die Pumpenwirkung herabzusetzen oder gar zu gefährden. Für die weitgehende Verwendung von Entlüftungsanlagen sprechen auch ihre übrigen Vorzüge: daß Heberschaltungen durch sie günstig beeinflusst oder erst ermöglicht werden, und daß das Ansaugen des Wassers in den Leitungen in einfachster Weise geschieht, so daß die Rückstauklappen an den Brunnenanschlüssen durch das Vorhandensein einer Entlüftungsvorrichtung überflüssig gemacht werden.

Bei Boden von besonders geringem  $k$ -Wert ist zu berücksichtigen, daß der Vorschub der Reichweite hier außerordentlich langsam erfolgt; hat man zwei verschiedene Bodenarten von der Durchlässigkeit  $k_1$  bzw.  $k_2$ , so verhalten sich die Zeiten, nach deren Ablauf bei beiden ein und dieselbe Reichweite erzielt ist, wie  $\frac{1}{k_1} : \frac{1}{k_2}$ ; ferner ist die Ergiebigkeit unter Umständen so gering, daß dann die Frage zu erwägen ist, ob nicht die Filter entgegen den sonst gültigen Faustregeln mit größerer Länge auszubilden sind, wodurch auch der Vorschub der Reichweite, also die zur Erzielung der gewünschten Absenkung erforderliche Zeit günstig beeinflusst wird. Zwar wird die Höhe des bewegten Grundwasserstromes vergrößert und dadurch ein ungünstig wirkender Umstand verursacht, doch dürfte der Vorteil der Verstärkung des Wasserzulaufs überwiegen.

Wenn das „Festhalten“ des Grundwassers durch feinen Schwemmsand allein der Haarröhrenkraft zugeschrieben wird, so ist eine Einschränkung dieser Erklärung dahin nötig, daß bei tonhaltigem Boden in geringem Maß, bei reinem Schwemmsand in starkem Maß der Einfluß des  $k$ -Wertes auf den Vorschub der Reichweite als mitbestimmende Ursache dieser Erscheinung anzusehen ist.

Außer der Vergrößerung der Filtertiefe und des Filterdurchmessers hilft dann der möglichst frühzeitige Beginn des Pumpens.

Bei dem geringen Betrage des Zulaufs können hier unter Zusammenfassung mehrerer Brunnen zu einer Gruppe die Saugleitungen heberartig in einen Sammelschacht eingeführt werden, dessen Wandung filterartig auszubilden ist, der daher selbst als Brunnen von großem Durchmesser wirkt, und aus dem ständig oder von Zeit zu Zeit das Wasser abgepumpt wird.

## 2. Hauptentwurf.

Bei der Aufstellung des Hauptentwurfs ist eine erheblich gründlichere Durcharbeitung nötig, und zwar in dreierlei Beziehungen: in rein technischer Hinsicht, in wirtschaftlicher Hinsicht und in Hinsicht auf die zeitliche Abwicklung der Vorgänge.

In wirtschaftlicher Hinsicht ist durch Vergleichsrechnung festzustellen, welche Abmessungen und Formen für die einzelnen Teile der Anlage die vorteilhaftesten sind; auch drängt sich manchenmal die Frage auf, ob durch Heben der Bauwerksohle die Wasserhaltungskosten derart ermäßigt werden, daß es für den Bauherrn lohnt, die Nachteile einer Sohlenhebung in Kauf zu nehmen.

In betrieblicher Hinsicht muß festgelegt werden, zu welcher Zeit die einzelnen Teile oder Staffeln der Anlage einzubauen sind und wann sie abzubauen sind; für den Zeitenplan sollte weitgehend von dem Hilfsmittel der Schaubildskizzen zur Erhöhung der Übersichtlichkeit Gebrauch gemacht werden, das sich allgemein bei der Durcharbeitung der Ausführungsentwürfe von Großbauten als sehr wertvoll erwiesen hat.

Die Grundlagen nun, auf denen sich der Vorentwurf aufgebaut hat, können keinen Anspruch erheben, so zuverlässig zu sein, daß sie auch für den Ausführungsentwurf genügen; statt der klaren und einheitlichen Verhältnisse, die man auf Grund weniger Probebohrungen annehmen könnte und die den im theoretischen Teil abgeleiteten Gleichungen zugrunde liegen, sind in Wirklichkeit oft recht verwickelte Verhältnisse vorhanden, wie man dann bei genauer Untersuchung erkennen wird; mancherlei Umstände, die bei den Probebohrungen allzuleicht übersehen werden, können in ihrem Zusammenwirken dem Verhalten des Grundwassers ein ganz anderes Gepräge

geben: feine, undurchlässige Schichten, die in den Bohrproben zerrieben und nicht erkennbar sind, können das Grundwasser in zwei unabhängig voneinander wirkende Stockwerke zerteilen; feine, örtliche Tonbeimengungen können dem  $k$ -Wert einen erheblich anderen Betrag verleihen, als er den zufälligen Bohrproben entspricht; es können Tonlinsen im durchlässigen Boden eingebettet liegen, die von den Probebohrungen nicht getroffen wurden und doch das Verhalten des Grundwassers merklich beeinflussen können; kurz: es muß stets mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß die Probebohrungen die wirklichen Verhältnisse nicht in genügendem Maße aufgedeckt haben.

### 3. Probesenkung.

Für den Ausführungsentwurf müssen also noch vollständigere Unterlagen beschafft werden, und zwar durch eine Probesenkung, die natürlich nur für größere Anlagen in Frage kommt. Diese Probesenkung kann derart durchgeführt werden, daß die von ihr hervorgerufene Senkung schon für vorbereitende Bauarbeiten ausgenutzt wird, vor allem übernimmt sie bei richtiger Ausnutzung das Leerpumpen eines Teiles des Grundwasserbeckens, so daß die vollausgebaute Anlage einen Teil der Gesamtaufgabe bereits erledigt findet.

Auch kann die Probesenkung allmählich in den Vollausbau übergeführt werden, wobei die jeweils gemachten Erfahrungen für die nächste Ausbaustaffel verwertet werden.

Die Probesenkung gibt Aufschluß, ob Filterdurchmesser, Filtertiefe und die Gewebefinheit richtig gewählt waren; sie gibt über den gemittelten  $k$ -Wert des Bodens Auskunft und über die Wassermengen, die die vollausgebaute Anlage fördern muß. Selbstredend müssen dann die Filter bis zu derjenigen Tiefe hinabgeführt sein, die der Vollausbau vorsieht, oder es muß die Verschiedenartigkeit der Filtertiefen bei der rechnerischen Verwertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden.

Stehen für die Probesenkung nur allergeringste Mittel zur Verfügung und muß dieselbe deshalb auf einen einzigen Brunnen beschränkt werden, so muß man sich darüber klar sein, daß vollgültige Ergebnisse hiermit nicht zu erzielen sind; wird aus dem Brunnen die Menge  $q$  entnommen und nach Eintreten des Beharrungszustandes die Spiegelhöhe  $y_0$  im Brunnen gemessen, so ist gemäß unserer Gl. 9a)  $H^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0}$ ; in dieser Gleichung muß  $R$  geschätzt werden, und hierin liegt die Unzuverlässigkeit des Verfahrens, das wohl für den Wassergewinnungsingenieur ein wertvolles Hilfsmittel ist, da es die Bestimmung der Einheitsergiebigkeit des

Bodens gestattet, für den Senkungsingenieur aber nicht genügt, da es keinen Einblick in die Gestalt des gesenkten Spiegels gewährt.

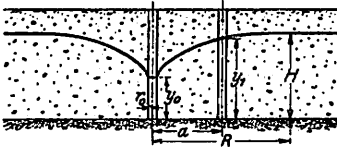


Abb. 48. Probesenkung.

Hat man so den  $k$ -Wert ermittelt, dann kann man auch die Reichweite berechnen, denn es ist

$$y_1^2 - y_0^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{a}{r_0} \quad \text{oder} \quad k = \frac{q (\ln a - \ln r_0)}{\pi (y_1^2 - y_0^2)} \quad . \quad . \quad 130$$

Hat man so den  $k$ -Wert ermittelt, dann kann man auch die Reichweite berechnen, denn es ist

$$H^2 - y_1^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{a} \quad \text{oder} \quad R = a \cdot e^{\frac{(H^2 - y_1^2) \cdot \pi \cdot k}{q}} \quad . \quad . \quad . \quad 131$$

Werden die Spiegelhöhen der beiden Brunnen nicht erst nach Eintreten des Beharrungszustandes, sondern vom Beginn des Pumpens an in bestimmten Zeiträumen gemessen, so lassen sich hierdurch wertvolle Rückschlüsse über den Vorschub der Reichweite und die mit ihm in Zusammenhang stehenden Fragen ziehen, wenn der Abstand  $a$  beider Brunnen nicht allzugerings bemessen war, und wenn die Entnahme sich in mäßigen Grenzen hält; bei zu starker Entnahme macht sich der Brunnenwiderstand bemerkbar, so daß das Wasser außen am Entnahmehrunnen höher steht als in ihm.

Diese Quelle der Ungenauigkeit wird ausgeschaltet, andere werden mindestens stark verringert, wenn man statt zweier Brunnen drei Brunnen setzt, von denen einer als Entnahme- und Beobachtungsbrunnen, die beiden andern nur als Beobachtungsbrunnen benutzt werden; aus den Spiegelhöhen der letzteren läßt sich der  $k$ -Wert aus der Gleichung berechnen:  $k = \frac{q (\ln r_3 - \ln r_2)}{\pi (y_3^2 - y_2^2)}$ ; alsdann läßt sich die Spiegelhöhe an der Filteraußenseite des Entnahmehrunnens berechnen, denn es ist  $y_0^2 = y_3^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{r_3}{r_0} = y_3^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{r_3}{r_0}$ ; der Unterschied zwischen dem errechneten und dem gemessenen  $y_0$  gibt den Brunnenwiderstand an.

Soll der Einfluß örtlicher Ungenauigkeiten möglichst weitgehend aus den Probeergebnissen ausgeschaltet werden, so kann die Zahl der Probebrunnen entsprechend erhöht werden und aus der vermehrten Zahl der Gleichungen der Mittelwert der gesuchten Größen

bestimmt werden. Bei großen Anlagen werden nicht selten 10 bis 15 und noch mehr Beobachtungsbrunnen benutzt.

Bei großen Anlagen wird man allerdings gleichzeitig auch die Zahl der Entnahmebrunnen der Probeanlage entsprechend steigern und den Probetrieb über einen längeren Zeitraum ausdehnen. Man wird dann aus den Ähnlichkeitsgesetzen Vorteil ziehen können, die hier gelten und die in gewisser Annäherung unmittelbare zahlenmäßige Schlüsse auf die in Wirklichkeit zu erzielende Spiegelsenkung unter Ausschaltung aller störenden Nebenumstände ziehen lassen; selbstredend kann ein Bild von völliger Genauigkeit auch hierbei nicht erwartet werden, zumal ein recht wichtiger Bestandteil der Gleichungen: die Reichweite  $R$  sich dem rein geometrischen Ähnlichkeitsgesetz entzieht.

Nun kann man allerdings, wie wir sahen, die Reichweite der Probeanlage aus der Spiegelbeobachtung zweier Brunnen errechnen; da aber die voll ausgebaute Anlage eine erheblich größere Entnahme und dementsprechend größere Reichweite hat, so wird in den meisten Fällen die Reichweite der Vollanlage mit entsprechend größerem, ohne Rücksicht auf geometrische Ähnlichkeiten ermittelten Wert anzusetzen sein.

Denken wir uns zur Vollanlage eine dem Grundriß nach in bestimmtem Verhältnis  $b$  verkleinerte Anlage, so ist bei Zugrundelegung unserer Gl. 9) die Senkung für einen beliebigen Punkt der letzteren durch den Ansatz gegeben:

$$H^2 - y'^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \left( \ln R' - \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n} \right);$$

für den entsprechenden Punkt der Vollanlage lautet bei der Entnahme  $Q_1$  der Ansatz

$$\begin{aligned} H^2 - y^2 &= \frac{Q_1}{\pi \cdot k} \left( \ln R - \ln \sqrt[n]{b \cdot r_1 \cdot b \cdot r_2 \cdots b \cdot r_n} \right) \\ &= \frac{Q_1}{\pi \cdot k} \left( \ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n} - \ln b \right), \end{aligned}$$

denn jede der Brunnenentfernungen des Punktes in der Vollanlage beträgt ja das  $b$ -fache derselben Entfernung in der verkleinerten Anlage. Es ist also:

$$H^2 - y^2 = (H^2 - y'^2) \cdot \frac{Q_1}{Q} \cdot \frac{\ln R - \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n} - \ln b}{\ln R' - \ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n}} \quad . \quad 132)$$

Hat die Anlage einen Kreis-Grundriß vom Halbmesser  $A$ , und wird die Absenkung im Mittelpunkt gesucht, so ist

$$H^2 - y^2 = (H^2 - y'^2) \frac{Q_1}{Q} \cdot \frac{\ln R - \ln A - \ln b}{\ln R' - \ln A}.$$

In dieser Gleichung kommt die Brunnenzahl und ihre Verteilung über den Kreisumfang nicht vor, die Absenkung im Mittelpunkt ist sowohl in der Vollanlage wie in der Probeanlage unabhängig von diesen beiden Größen.

Offenbar wird die Gültigkeit der Gleichungen nicht beeinträchtigt, wenn man einzelne Brunnenreihen der Vollanlage durch je einen Einzelbrunnen der Versuchsanlage ersetzt. Die Gleichung lautet dann

$$H^2 - y^2 = (H^2 - y'^2) \frac{Q_1}{Q} \frac{\ln R - \ln \sqrt[r_1 \cdot r_2 \cdots r_m]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_m} - \ln b}{\ln R' - \ln \sqrt[r_1 \cdot r_2 \cdots r_n]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n}} \dots 133)$$

Die so gewonnenen Unterlagen ermöglichen, den Vorentwurf zu berichtigen. Erfahrungsgemäß wird man meist etwas zu große Wassermengen für die Vollanlage errechnen, wenn man den  $k$ -Wert auf Grund weniger Probebrunnen ermittelt, umgekehrt wird man etwas zu geringe Wassermengen ansetzen, wenn man die Berechnung auf Grund einer regelrechten Probesenkung durchführt.

In manchen Fällen ist ein so enger Zusammenhang zwischen der Absenkung und den andern Bauarbeiten vorhanden, daß der gesamte Bauentwurf dadurch beeinflußt wird; die gegenseitige Beeinflussung beim Bau von Flußunterführungen ist in dem betreffenden Abschnitt dargestellt, hier sei als ein weiteres wichtiges Beispiel die Druckentspannung artesischer Schichten angeführt, die beim Ausheben großer Baugruben nötig werden kann, wenn nicht die über der gespannten Grundwasserschicht stehenbleibende, undurchlässige, durch den Aushub geschwächte Erdschicht durch den Wasserdruck gesprengt werden soll; von der Größe der freigelegten Sohlenfläche und der der Deckschicht belassenen Stärke hängt der Grad der Entspannung ab, den die Senkungsanlage erzwingen muß. Da unter Umständen nur Teilflächen freigelegt werden dürfen, auf die vor Inangriffnahme der nächsten Teilfläche der belastende Sohlenbeton aufgebracht wird, so ist auch hier der Senkungsentwurf in allerengstem Zusammenhang mit den übrigen Bauarbeiten zu behandeln. Als Beispiel sei der Bau des neuen Kriegsdocks in Puerto Militar (Argentinien) erwähnt, bei dem die unter dem Bauwerk sich hinziehende undurchlässige Tonschicht bis auf etwa 4 m Stärke durch den Aushub geschwächt werden mußte, während die unter ihr lagernde durchlässige Sandschicht mit dem Meer Verbindung hatte und einen Wasserdruck von 20 bis 25 t/m<sup>2</sup> entwickelte.

### C. Absenkung unter offenen Gewässern.

#### 1. Absenkung an der „Inselbrücke“.

Die erste nennenswerte Absenkung unter offenem Gewässer wurde 1910 bis 1913 beim Bau der Spreekreuzung „Inselbrücke“ der Untergrundbahn in Berlin durchgeführt; die Erfahrungen, die man hierbei sammelte, waren so grundlegend für die weitere Ausgestaltung des Verfahrens, daß eine kurze Schilderung dieser Bauausführung gegeben sei.

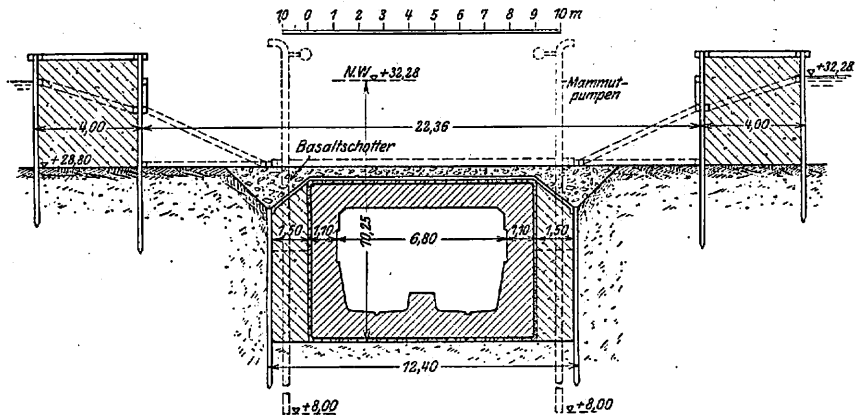


Abb. 49. Tunnelquerschnitt Spreekreuzung Inselbrücke.

Der von außen zu außen 9 m breite Tunnel unterfährt das Spreebett mit einer Streckenlänge von 125 m; die größte Flußtiefe beträgt 3,5 m, die Bauformhöhe des Tunnels einschließlich der zum Schutz der Decke und seiner Abdichtung vorgesehenen Schottererschicht 6,87 m, so daß vom Spreespiegel aus eine Senkung um etwa 11 m erzielt werden mußte. Das Erdreich besteht aus reinem Sand, der aber durch eine 0,8 bis 1 m starke Sinkstoffschicht vom Fluß getrennt und abgedichtet ist.

Die Flußbreite ist an der Kreuzungsstelle im Vergleich mit der Stromzuführung so groß, daß man eine Einengung auf weniger als die Hälfte vorsehen konnte; der Bauvorgang wurde daher derart geplant und durchgeführt, daß vom Südufer her Fangedämme vortrieben wurden, die die Herstellung des südlichen, 71 m langen Tunnelteiles in offener Baugrube unter Zuhilfenahme des Absenkverfahrens gestatteten.

Nach Einbau eines Behelfsverschlusses der Tunnelstirn und Aufsetzen eines gut abgedichteten Reiterfangedammes gleichlaufend zum Stirnfangedamm in 9 m Abstand von ihm konnten die Fange-





arbeiten, besonders aber beim Fortnehmen der Kopfspundwand stärkerer Wasserandrang bemerkbar, der sich schnell zu solchem Ausmaß steigerte, daß jeder Versuch vergeblich war, ihn durch Verstärkung der Wasserhaltung oder Notmaßnahmen zu beheben: in plötzlichem Durchbruch bahnte sich das Wasser seinen Weg unter

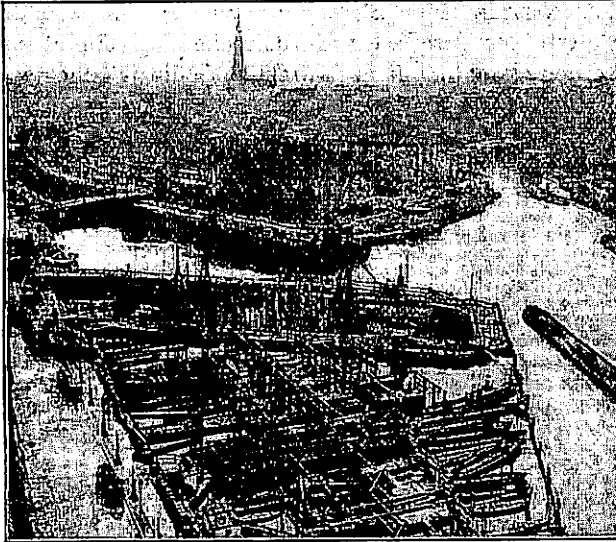


Abb. 51. Spreekreuzung Inselbrücke, Bauabschnitt I (nach J. Bousset).

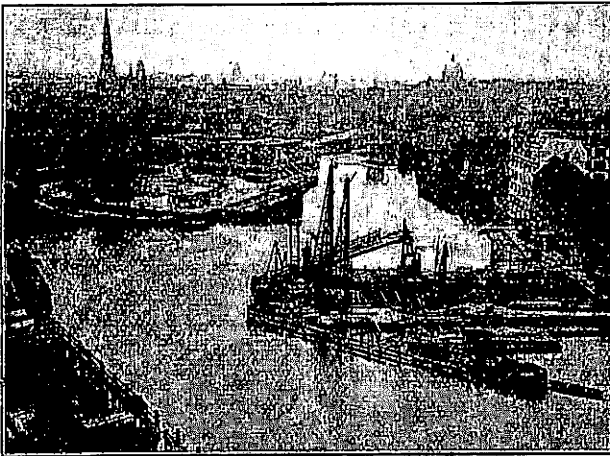


Abb. 52. Spreekreuzung Inselbrücke, Bauabschnitt II (nach J. Bousset).

dem Rumpfe des fertigen Südtunnels hindurch und setzte die Baugrube und einen Teil der im Betrieb befindlichen Untergrundbahn unter Wasser. Durch schleuniges Abdämmen der gefährdeten Tunnelstrecke und durch Ansetzen von 4 Mammutpumpen, die etwa 100 cbm je Minute förderten, konnte der Bahnbetrieb gesichert werden.

Zur Fertigstellung des Bauwerks war es erforderlich, nördlich der Durchbruchstelle einen Stirndamm zu ziehen, so daß der hierdurch verkürzte Hauptteil der Nordstrecke abgedämmt und fertiggestellt werden konnte; dann wurde auf die Tunneldecke dieses Teiles ein Reiterfangedamm aufgesetzt, und zwischen diesem und dem Ufer die Dämme beseitigt.

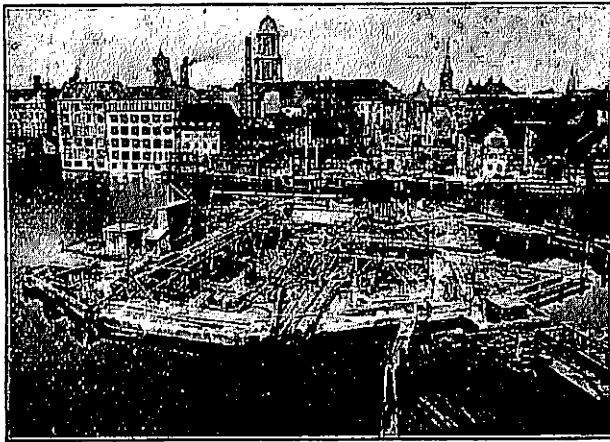


Abb. 53. Spreekreuzung Inselbrücke, Bauabschnitt III (nach J. Bousset).

Nun konnte die Durchbruchstelle durch einen ringförmigen Damm unter Benutzung des Reiterfangedammes abgeschlossen werden. Im Schutze dieses Ringdammes und der Grundwassersenkung konnte das Schlußstück des Tunnels ohne Zwischenfall eingebaut werden.

## 2. Ursachen des Versagens.

Die Ursachen des Einbruchs sind im Zusammentreffen mehrerer ungünstiger Umstände zu suchen:

Als erster derselben ist zu erwähnen, daß die Stirnwand durch den Übergang der längererstreckten, der Tunnelachse gleichlaufenden Senkungsanlage in die kurze, den Stirnabschluß bildende Brunnen-Querreihe gefährdet war; denn diese wirkte als zentrische bzw. halb-kreisförmige Anlage; während im Schnitt quer zur Tunnelachse durch den gesenkten, flach verlaufenden Spiegel ein ansehnliches Becken

wasserfrei gelegt war und auch die erforderliche Tiefsenkung erzielt wurde, mußte der Vorkopfrichter steil ansteigen, ohne einen genügenden Bodenquerschnitt wasserfrei zu lassen und ohne diejenige volle Tiefsenkung zu erzielen, die die längserstreckte Anlage aufwies. In nebenstehenden Abbildungen sind für die beiden Bauabschnitte I und II die vor Kopf und quer zur Tunnelachse beobachteten Spiegel zu ersehen. Der Vorkopfrichter wäre noch steiler ausgefallen, wenn nicht das jenseitige Ufer in

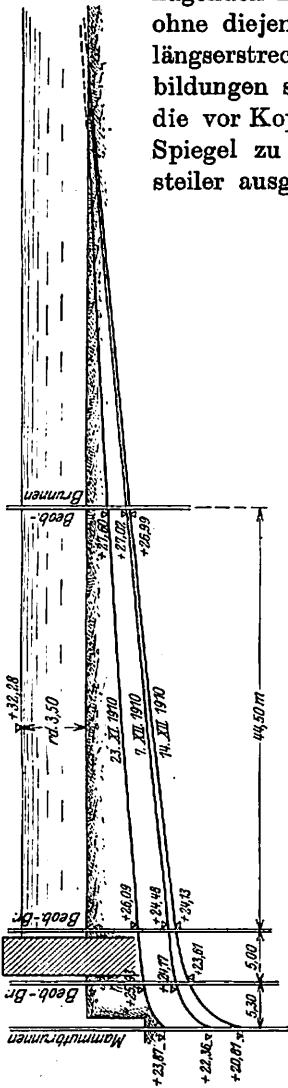


Abb. 54. Spreetunnel Inselbrücke (Abschnitt I); beobachtete Spiegelsenkung längs Stromstrich (nach Enzweiler).

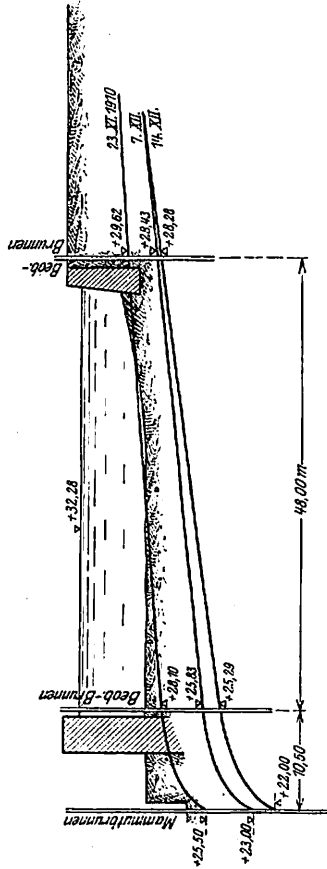


Abb. 55. Spreetunnel Inselbrücke (Abschnitt I); beobachtete Spiegelsenkung vor Kopf (quer zum Strom) (nach Enzweiler).

so kurzem Abstände gelegen hätte, daß nur ein Teil der Trichterfläche unter offenem Wasser befindlich war.

Im ersten Bauabschnitt hatte sich die Steilheit des Vorkopfrichters dadurch kenntlich gemacht, daß man nahe der Stirnwand Schwierigkeit hatte, die Sohle vollkommen trocken zu halten.

Als zweiter ungünstiger Umstand ist für den zweiten Bauabschnitt das wahrscheinliche Vorhandensein von Wasseradern anzusehen, denn die im ersten Bauabschnitt eingerammten Pfähle und Spundbohlen hatten zwar eine Verdichtung des Bodens verursacht, doch ist mit Bestimmtheit anzunehmen, daß durch die Schacht- und Steifarbeiten Bewegungen der Bohlwände hervorgerufen wurden; wenn diese auch nur stellenweise auftraten und nur wenige Millimeter betrug, so entstanden doch auf diese Weise Hohlräume, die trotz der Geringfügigkeit ihres Rauminhaltes eine erhebliche Wasserführung besaßen; schon die

Abb. 56. Spreetunnel Inselbrücke (Abschnitt II); beobachtete Spiegelsenkung längs Stromstrich (nach Enzweiler).

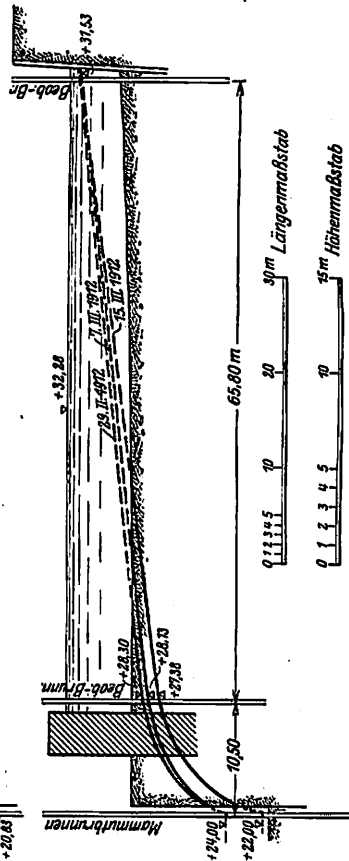
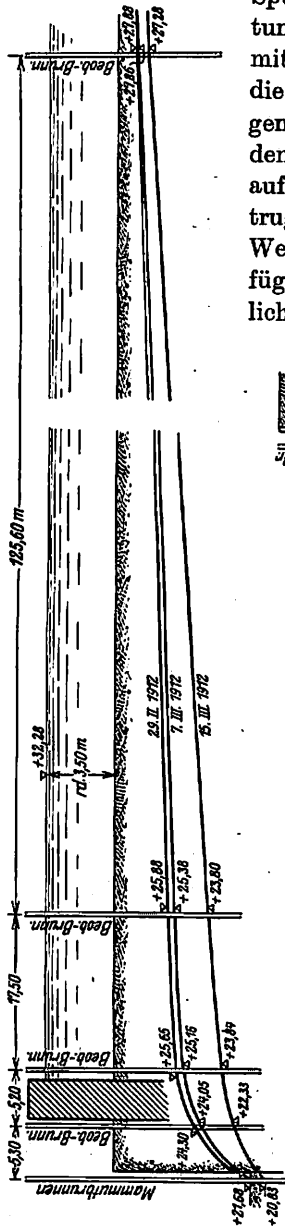


Abb. 57. Spreetunnel Inselbrücke (Abschnitt II); beobachtete Spiegelsenkung vor Kopf (nach Enzweiler).

Zwängspannungen beim Rammen der hölzernen Spundwände konnten dahin wirken, daß sich einzelne Bohlen mit ihrer Wandfläche nach einer Seite hin stärker an den Boden anpreßten, während auf der Gegenseite eine Druckentlastung oder gar ein Loslösen vom Boden erfolgte.

Besonders schädlich mußte eine solche Lockerung des Bodengefüges dann wirken, wenn von ihr die Schlammschicht des Flußbettes betroffen wurde; denn der Einfluß dieser Schicht auf die Wirkungsweise der Senkungsanlage steht an erster Stelle.

Der obere Teil des Raumes zwischen Tiefspundwand und Tunnel war zwar mit Beton ausgefüllt worden, doch müssen die Spundwandfluchten des ersten Bauabschnittes auf alle Fälle als Gefahrenquellen für den zweiten Bauabschnitt angesehen werden, da sie jetzt zum großen Teil unterhalb des steilen Vorkopfrichters lagen und daher die Wasserzuführung begünstigten. Der untere Teil des Raumes war streckenweis nur mit Boden verfüllt worden; dessen Sackung ist ebenfalls als Gefahrquelle anzusehen.

Als überaus schädlich muß das Ziehen der Fangedammwände des ersten Bauabschnittes trotz ihrer geringen Tiefe angesehen werden: den Peilungen nach, die nach dem Durchbruch vorgenommen wurden, hat sich der Durchbruch unmittelbar über der durch den Wandfuß gegebenen Fläche gebildet.

Ein weiterer Gefahrpunkt war die geringe Bemessung der Tiefspundwandlänge: ihr Fuß lag nur 2 bis 2,5 m tiefer als die Schachtsohle: bei der Geringfügigkeit des Wasserspeicherraumes vor Kopf mußte das Wasser augenblicklich und schnell an der Stirnwandaußenseite ansteigen, sowie der Zufluß die Förderung in nennenswertem Maße überwog; nach unserer Gl. 123 a) war das Gleichgewicht vollkommen aufgehoben, wenn das Wasser außen an der Stirnwand etwa 3 m über der Schachtsohle stand. Der erwähnte Wasserspeicherraum vor Kopf war noch durch den eingebauten, wasserdicht umhüllten Tunnelkörper verkleinert.

Gegenüber all diesen Gefahrenquellen war vermutlich die Einengung des Flußprofils und die hierdurch etwa verursachte Spülwirkung nebensächlich.

### 3. Nutzenanwendung.

Aus obigem lassen sich folgende Richtlinien für die Gestaltung einer Anlage zur Absenkung unter offenen Gewässern ziehen:

Vor allem ist dafür zu sorgen, daß die Anlage als längserstreckte Anlage ausgebildet wird; es läßt sich das nicht immer für alle Bauabschnitte durchführen; doch sollte bei Flußunterfahrungen wenigstens im Bauabschnitt der Tiefsenkung die Brunnenreihe auf der vollen

Flußbreite arbeiten. Wo sich eine tiefe Vorkopfsenkung nicht vermeiden läßt, sollte durch möglichst weites Hinausschieben der Brunnen dafür gesorgt werden, daß der Halbmesser der als zentrische Anlage wirkenden Stirnbrunnenreihe und somit auch der wasserfrei gehaltene Speicherraum möglichst groß wird.

Das Entstehen noch so geringer Hohlräume im Boden muß vermieden werden, da sie als wasserführende Kanäle geringsten Widerstandes wirken. Daher sollten während der Ausführung grundsätzlich keine Pfähle, Bohlen, Brunnen usw. gezogen werden; Pfähle und Bohlen sollten zunächst nur abgeschnitten werden, da aber die Wasserbauverwaltungen auf die volle Entfernung auch der Stümpfe Wert legen müssen, so müssen diese nach Fertigstellung des Bauwerks mit Taucherhilfe gezogen werden.

Das Schlagen und Aussteifen der Spundwände sollte ebenfalls von dem Gesichtspunkt der Vermeidung auch kleinster Hohlräume beherrscht werden; da die übliche Feder- und Nutverbindung hölzerner Spundwände nicht die erforderliche Festigkeit der Führung gewährt, sollten hier nur eiserne Bohlen von möglich nicht zu schwächlichem Querschnitt gewählt werden. Die Aussteifung der Wände sollte genau daraufhin durchgerechnet werden, ob nicht etwa Formänderungen von endlicher Größe zu erwarten sind.

Beim Freischachten der Spundwandinnenflächen sollte durch Anbohren in bestimmten Abständen nachgeprüft werden, ob wasserführende Hohlräume entstanden sind, die dann durch die Prüflöcher hindurch mit Preßzement auszufüllen sind.

Um für den Fall zeitweisen Versagens gegen einen plötzlichen Wassereinbruch gesichert zu sein, sollten die Spundwände entsprechend tief geführt sein. Für die Berechnung der Rammtiefe wird man dabei für den Wert  $h_1$  in Gl. 123 a) nicht die volle Wasserhöhe, sondern nur einen der Bodendurchlässigkeit angepaßten Teilbetrag, mindestens jedoch die Hälfte der vollen Wasserhöhe ansetzen.

Der ständigen Beobachtung des Spiegels ist allergrößter Wert beizumessen; nicht nur innerhalb der Baugrube, sondern auch noch möglichst weit außerhalb sollten Beobachtungsbrunnen angeordnet werden, die eine fortlaufende Beobachtung des Spiegels gestatten und daher eine etwa nahende Gefahr beizeiten erkennen lassen; nur so ist die Möglichkeit gegeben, rechtzeitig Gegenmaßnahmen zu ergreifen.

Die Einengung des Wasserlaufes durch die Einbauten der Baustelle sollte so gering wie möglich gehalten werden, damit die Beschädigungen der Schlickbettung und die gefährliche Kolkbildung vermieden werden. Dabei ist zu beachten, daß unter Umständen nicht nur die Einbauten, sondern schon ein längere Zeit neben der Baustelle liegendes Fahrzeug oder das versuchsweise Arbeiten der Schrauben

eines festgemachten Dampfers kolkbildend wirken. Es sollten daher auch fortlaufend Peilungen zur Nachprüfung des Flußbettes stattfinden.

Sind Kolke festgestellt, so sind sie sofort zu schließen und zu sichern.

Zum Nachdichten beschädigter Stellen der schützenden Schlickschicht kommen in Frage: Beton, Segeltuch, Lehm oder eine Mischung von Lehm mit Sand und Pferdedung, und endlich Schlick bzw. Baggergut aus dem Wasserlauf.

Die geringste Eignung dürfte von diesen Stoffen der Beton haben, da bei der Unterwasserschüttung allzu leicht die wertvollen, feinen Bestandteile fortgespült werden und nur die schweren, gröberen Bestandteile an ihren Bestimmungsort gelangen, und da ferner erfahrungsgemäß die Ränder und Fugen zwischen Schüttbeton und Kolkleibung nicht sonderlich gut geschlossen werden.

Auch Segeltuch kann nicht als Mittel von großer Wirksamkeit angesehen werden; zwar wurde es im Abschnitt III der Inselbrückenunterfahrung mit Erfolg verwendet: es wurden hier insgesamt 2000 qm Segeltuchfläche von Prähmen aus versenkt, um den von der südlichen Flußsohle her bei der probeweisen Absenkung auftretenden starken Wasserandrang einzuschränken; die Segeltuchfläche war in 3 Teile aufgeteilt, die beiden Stoßfugen und die Außensäume wurden durch Sandsäcke und Bodenschüttung zwecks besserer Abdichtung beschwert, doch wurde erst nach Belastung der ganzen Fläche mit Bodenschüttung der Wasserandrang behoben.

Als Nachteil kommt die kurze Lebensdauer in Frage: nach Versuchen, die bei der Flußunterfahrung Jannowitzbrücke angestellt wurden, muß mit einem Verfaulen schon nach 2 Monaten gerechnet werden.

Lehm ist als gutes Dichtungsmittel anzusehen, doch kann nicht mit sofortiger Abdichtungswirkung gerechnet werden, da er zur Vermeidung des Fortschwimmens nicht in allzu weichem Zustand versenkt werden kann; seine Wirkung setzt also erst dann ein, wenn seine benetzte Oberfläche im Wasser weich wurde und ein Zusammenwachsen der einzelnen Schollen stattfand.

Das billigste und wirksamste Mittel dürfte das Versenken von Schlickbaggergut sein, wenn es von einer benachbarten Strombauverwaltung zu erhalten ist.

Aus der Undurchlässigkeit des Schlickes erklärt sich ja der starke Einfluß der Flußsohlenschicht auf das Verhalten des Grundwassers: zwar kann diese Schicht nicht verhindern, daß eine gewisse Wechselwirkung zwischen dem Grundwasser des Tales und dem Flußwasser stattfindet, dazu sind die Berührungsflächen zwischen beiden zu groß; doch ist die drosselnde Wirkung eine äußerst bedeutende.



Die Beziehung zwischen den Hochwasserständen des Berliner Grundwassers und denen der Spree gehen aus beistehenden Abb. 58 und 59 hervor, in denen der Hochwasserverlauf der Jahre 1895 und 1900 sowohl für die Unterspree wie für zwei Grundwasserbeobachtungsbrunnen dargestellt ist; es ist deutlich erkennbar, daß sich die Flutwellen des Flusses in das Grundwasser hinein fortpflanzen, allerdings mit der unvermeidlichen Verzögerung und Abflachung. Zur Vervollständigung sei in Abb. 60 die Ebbe- und Flutkurve des Emdener Grundwassers wiedergegeben.

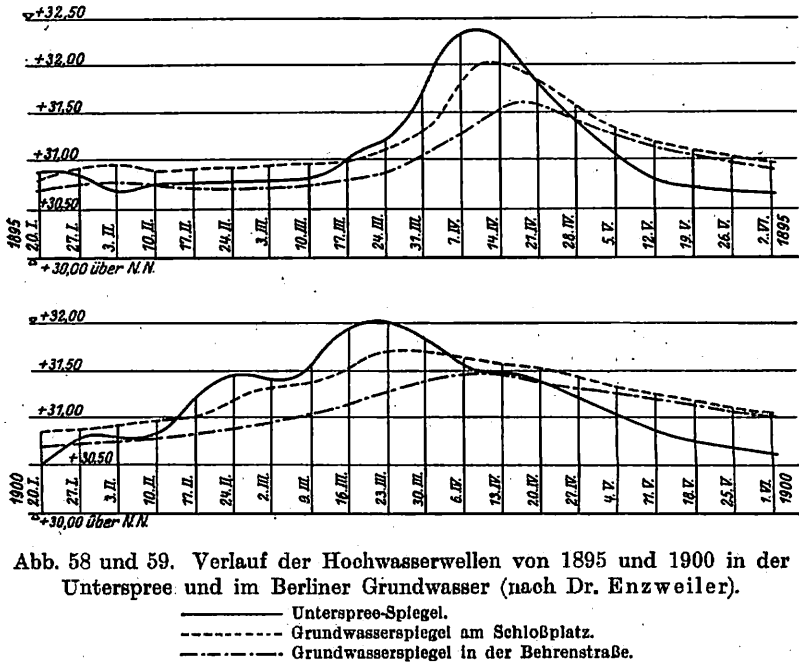


Abb. 58 und 59. Verlauf der Hochwasserwellen von 1895 und 1900 in der Unterspree und im Berliner Grundwasser (nach Dr. Enzweiler).

- Untersee-Spiegel.
- - - - - Grundwasserspiegel am Schloßplatz.
- · - · - Grundwasserspiegel in der Behrenstraße.

Andererseits ließ sich die Stärke der Drosselwirkung der Sinkstoffschicht aus wichtigen Beobachtungen der Inselbrückenunterfahrung erkennen: als die Fangedämme des Bauabschnittes II fertiggestellt waren und aus dem Fluß ein Becken ruhenden Wassers abgeteilt hatten, war vom Ufer her durch eine Senkungsanlage das Grundwasser unter dem Fluß abgesenkt; trotzdem fand ein Absenken des Spiegels in dem von den Fangdämmen abgeteilten Becken nicht statt; sowie dagegen einige Brunnen innerhalb dieses Beckens gebohrt waren, fand ein schnelles Absinken statt, da die Durchlöcherung der Schlickschicht an wenigen Stellen genügte, um das Abziehen des Wassers in erheblichem Maße zu erlauben.

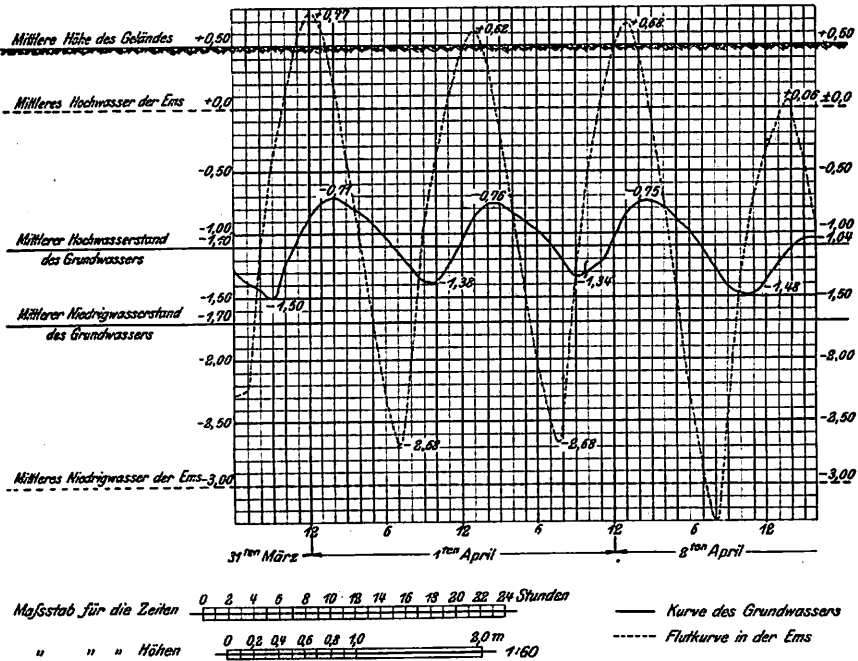


Abb. 60. Flutkurven in der Ems und im Grundwasser des anliegenden Geländes (nach Kyrieleis).

#### 4. Gelingen der späteren Flußunterfahrungen.

Aus der Gesamtheit des oben Gesagten geht hervor, daß die Rücksicht auf die Grundwassersenkung bei Flußunterfahrungen dem ganzen Bauvorgang sein Gepräge aufdrücken muß. Am stärksten wirkt hierbei die Rücksicht auf den gefährlichen Vorkopfrichter; den drei, zeitlich dem Inselbrückentunnelbau folgenden Flußunterfahrungen (Jannowitzbrücke, Weidendamm, Hallesches Tor, sämtlich in Berlin) ist daher die Vermeidung dieses Trichters im Bauabschnitt der Tiefsenkung gemeinsam, während sie sich in anderen wichtigen Einzelheiten erheblich voneinander unterscheiden.

Bei diesen drei Bauten wurde die Zerlegung der Flußstrecke in mehrere, nacheinander anzugreifende Einzelstrecken nur im ersten Bauabschnitt durchgeführt, in welchem die seitlichen Baugrubeneinfassungen geschlagen wurden und die sonstigen Vorarbeiten zum Beginn der Tiefsenkung getroffen wurden, insbesondere wurde die Überleitung des Fluß- oder Kanalwassers über die Baugrube in der Weise vollzogen, daß unterhalb dieser Überleitung die Bauarbeiten ungehindert weitergeführt werden konnten. Die Tiefsenkung und Tiefschachtung sollte dann gleichzeitig über die ganze Breite des

Wasserlaufs hin erfolgen. Die Abweichungen, in denen sich die Bauvorgänge der drei Bauwerke voneinander unterschieden, gehen aus den beigegebenen Abbildungen hervor.

Bei der Unterfahrung an der Jannowitzbrücke hatte man (wohl unter dem noch frischen Eindruck des Durchbruchs an der Insel-

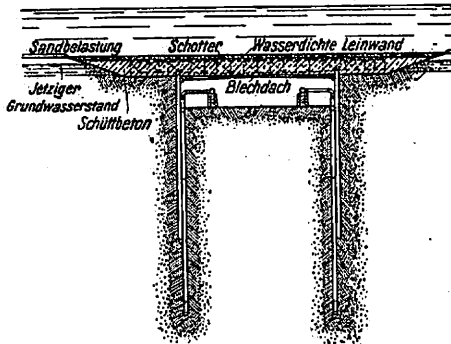


Abb. 61. Spreeunterfahrung Jannowitzbrücke, Vorbereitung zur Tiefsenkung.

brücke) größten Wert auf Vermeidung aller strombeengenden Einbauten gelegt. Nach Baggerung einer Rinne zur späteren Aufnahme der starken Behelfsdecke wurden die seitlichen eisernen Spundwände von Gerüsten aus gerammt und unter Wasser abgeschnitten; auch wurden innerhalb dieser Spundwände die Brunnen gebohrt. Dann

wurde abschnittsweise das im mittleren Teil mit unterer Schalung versehene eiserne

Deckengerippe abgesenkt, das beiderseits über die Spundwandfluchten um ein beträchtliches Stück schalungslos hinausragte. Durch Einbringen des Betons dieser Decke wurde unter besonderer Ausbildung

der Stoßfugen der obere Abschluß der Baugrube bewirkt. Jetzt konnte man von beiden Seiten her im Schutze der eine kurze Strecke vor Kopf wirkenden Flachsenkung einen obersten Schlitz unter der Decke ausheben und Stück für Stück die hierbei angebotenen Brunnen anschließen, bis der Fluß in voller Breite unterschlitzt war und die durchlaufende Tiefsenkung und Tiefschachtung beginnen konnte.

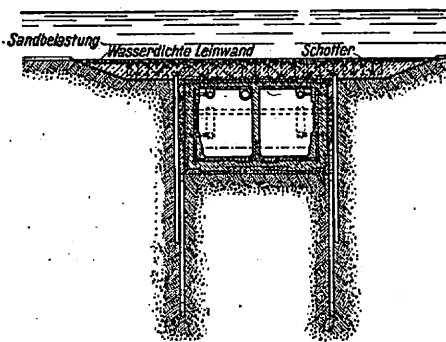


Abb. 62. Spreeunterfahrung Jannowitzbrücke, Tiefsenkung.

Da vorauszusehen war, daß die Behelfsdecke nicht die nötige Undurchlässigkeit gewähren konnte, so wurde die eigentliche Deckendichtung des Tunnels, die eine besondere Sorgfalt erforderte, im Schutz einer leichten, unter der Behelfsdecke gespannten Segeltuchdecke vorgenommen, die das Tropfwasser seitwärts abführte; um den

Arbeitsraum für diese Abdichtungsarbeit zu erhalten, wurden die in kurze Längsstrecken aufgeteilten Deckenfelder in tieferer Höhenlage hergestellt und abgedichtet, und dann durch starke Pressen gegen die Behelfsdecke gehoben und angepreßt; die Stoßfugen wurden dann von unten her abgedichtet und ausbetoniert.

Bemerkenswert an diesem Verfahren ist der vollständige Verzicht auf Fangedämme und der hierdurch erzielte Gewinn an Zeit und die Vermeidung jeder Flußeinengung. Verbesserungsbedürftig ist es in bezug auf die Dichtigkeit der Behelfsdecke, die durch Auflegen einer Abdichtungshaut auf die Schalung der Behelfsdecke zu erreichen wäre; das trotzdem noch an den Schalungsbolzen und den Stoßfugen zu erwartende Sickerwasser wäre durch Rinnen abzufangen und seitwärts abzuführen. Ferner empfiehlt sich, die lichte Breite zwischen den Spundwänden reichlicher zu bemessen, da durch Verbreiterung des Arbeitsraumes die Ausführung und vor allem das Abführen des Deckensickerwassers erleichtert wird.

Ein Wassereinbruch, der auf der Uferstrecke erfolgte und naturgemäß auch die Flußstrecke der Unterfahrung in Mitleidenschaft zog, hatte mit dem Bauverfahren der letzteren keinerlei Zusammenhang, er war auf Mängel der Absteifung zurückzuführen.

Bei der Unterfahrung am Weidendam war die Arbeit durch die in der Tunnelflucht liegenden Pfeiler der Friedrichstraßenbrücke erschwert, die abzurechen und in Form von je zwei beiderseits des Tunnels angeordneten Halbpfeilern neu zu erstellen waren.

Für die Ausführung war ursprünglich geplant, den Bau in drei Baustellen zu zerlegen, die zeitlich nacheinander für die Tiefsenkung vorbereitet und ausgebaut werden sollten; die Tiefsenkung hätte dann auf der ganzen Unterfahrungslänge gleichzeitig erfolgen können. In jeder der drei Einzelbaugruben sollten im Schutz von Fangedämmen eiserne Spundwände zur seitlichen Einfassung der Tiefbaugrube gerammt werden und innerhalb derselben durch die obersten Senkungsstufen das Grundwasser so tief abgesenkt werden, daß die Tunnelgrube etwa 2 m tief ausgehoben werden konnte; dann sollte eine Behelfsdecke aufgelegt werden, zu deren seitlichem, wasserdichten Anschluß je eine niedrige, für sich stehende Spundwand zu schlagen war. Auf möglichst vollkommene Wasserdichtigkeit der Decke und ihrer Anschlüsse war besonderer Wert gelegt, zumal bei etwaigem Versagen der Senkungsanlage der Bau mit Hilfe von Preßluft zu Ende geführt werden sollte.

Über die fertiggestellte Behelfsdecke hinweg sollte unter Abbruch der Fangedämme das Flußwasser zurückgeleitet werden; wenn nacheinander in jeder der Einzelbaugruben dieser Betriebszustand erreicht war, konnte die Tiefsenkung und Tiefschachtung auf der ganzen Flußbreite gleichzeitig durchgeführt werden.

Die neuen Zwillingspfeiler der Straßenbrücke sollten in Spundwand-eingefaßten Baugruben im Naßbetrieb ausgebaggert und ausbetoniert werden; zum Vorteil für das Vorhaben entschloß man sich jedoch, auch hier das Grundwassersenkungsverfahren anzuwenden, zumal die Absenkung für die Pfeiler und die für den Tunnel sich gegenseitig unterstützen mußten.

Eine weitere Abweichung vom Entwurf war die, daß der ausführenden Firma (der Untergrund-Baugesellschaft) mit Rücksicht auf

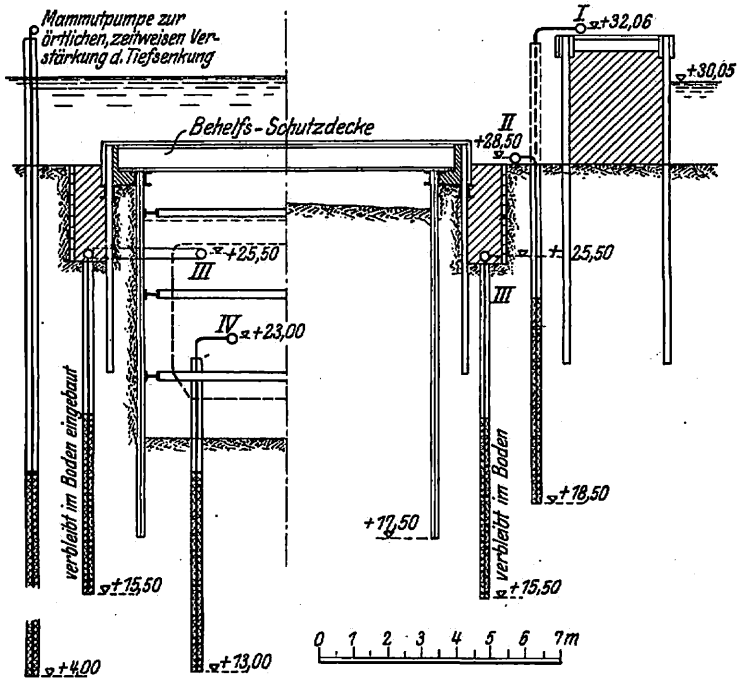


Abb. 63. Reihenfolge der Absenk-Staffeln der Spree-Unterführung Weidendamm.

die durch den Krieg verschuldete Verzögerung der Ausführung gestattet wurde, den zuerst begonnenen nördlichen Bauabschnitt innerhalb der Fangedämme mit Tiefsenkung für sich auszuführen.

Für das glückliche Gelingen dieses Vorhabens war der Umstand günstig, daß die innerhalb der Baugrube stehenden Zwillingspfeiler eine starke Verbreiterung der trocken zu legenden Grundfläche, also einen recht beträchtlichen Halbmesser der zentrisch bzw. halbkreisförmig wirkenden Senkungsanlage bedingten. Aus den theoretischen Erörterungen in Kap. I C 2 u. 3 geht hervor, daß eine solche Vergrößerung des Halbmessers sehr günstig auf die Steilheit des Trichters

und die Größe des wasserfreien Speicherraumes einwirkt, also eine große Sicherheit gegen Wassereinbruch gewährt.

Nach vollständiger Herstellung des nördlichen Bauabschnittes wurde der mittlere und dann der südliche Bauabschnitt in der geplanten Weise ausgeführt, d. h. nach Überleitung des Wassers über die Behelfsdecke des mittleren Abschnittes wurde der südliche Abschnitt mit Fangedämmen eingefafßt und durch Aufbringen der Behelfsdecke für die Tiefsenkung vorbereitet.

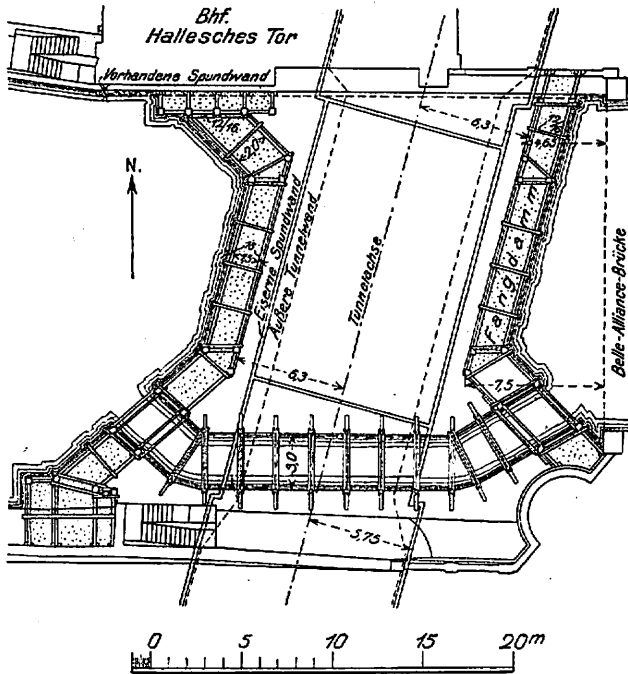


Abb. 64. Landwehrkanal-Unterführung (Bauabschnitt I) Grundriß.

Nun wurde die Tiefsenkung und Tiefschachtung gleichzeitig im mittleren und südlichen Abschnitt durchgeführt, doch ließ man die Fangedämme des südlichen Abschnittes bis zur Tunnelvollendung stehen, da ja die des Nordteiles abgebrochen waren und da dem Fluß eine Verengung um etwa  $\frac{1}{3}$  ohne Bedenken auch für eine längere Zeitspanne zugemutet werden konnte.

Wie aus Abb. 63 hervorgeht, war eine Eigentümlichkeit der Anlage die, daß ein Teil der Brunnen und der zugehörige Teil der Saugleitung außerhalb des Tunnels im Flußuntergrund eingebettet lag; es war daher möglich, diese Brunnen des nördlichen Abschnittes

zur Verstärkung der Tiefsenkung der beiden anderen Abschnitte heranzuziehen.

Eine weitere Eigentümlichkeit war die Sicherung der Pumpensätze gegen einen Wassereinbruch: die Pumpen standen auf der Uferstrecke des Tunnels hinter einer Schottwand, durch die die Saugleitung wasserdicht hindurchgeführt war.

An der Landwehrkanal-Unterfahrung, die von der Siemens-Bauunion ausgeführt wurde, war der Bauvorgang in drei Hauptabschnitte zerlegt worden: im ersten derselben wurde von beiden Ufern her

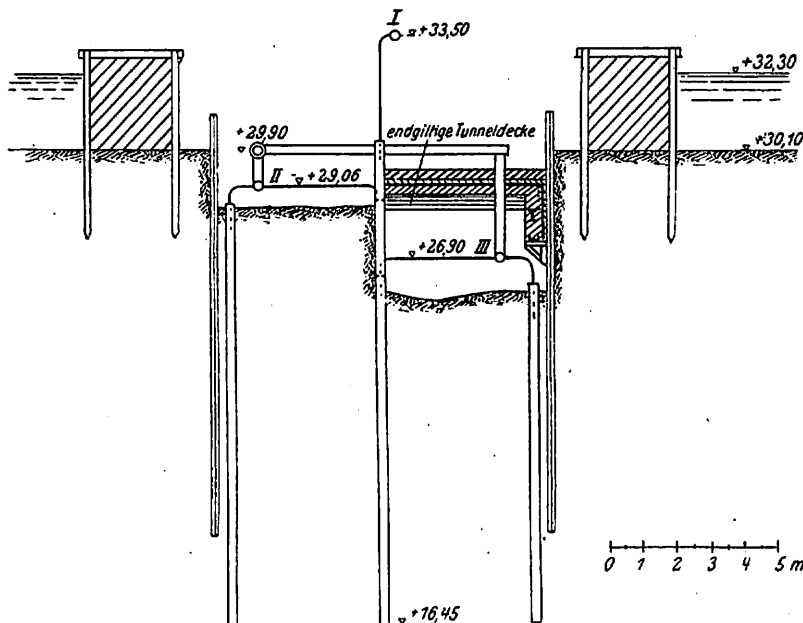


Abb. 65. Reihenfolge der Absenkstufen der Landwehrkanal-Unterfahrung; Flachsenkung im Bauabschnitt I und II.

durch vorgeschobene Fangedämme je ein kurzes Stück des Kanalbettes im Zuge des Tunnels wasserfrei gelegt, so daß hier die eisernen Spundwände zur seitlichen Einfassung der Tiefbaugrube geschlagen werden konnten; sodann wurde eine hölzerne, abgedichtete, 3 m breite Rinne durch die südliche dieser Teilbaugruben unter Durchbrechung der Fangedämme hindurchgeführt; sie brauchte nur etwa die Hälfte des Kanalwassers zu führen, da der andere Teil durch den Teltowkanal umgeleitet wurde; jetzt wurde auch der zwischen den beiden Uferbaugruben liegende mittlere Kanalteil abgedämmt und leerpumpet, sodann wurden die beiden, jetzt unnötig

gewordenen mittleren Stirntrennwände fortgenommen und die eisernen Spundwände für die Tiefbaugrube auch im Mittelteil geschlagen, so daß sich von Ufer zu Ufer eine einheitliche, von eisernen Spundwänden eingefasste, von der Holzrinne überquerte Baugrube erstreckte.

Da aber die Schifffahrt des Kanals nur kurze Zeit gesperrt bleiben konnte, mußte im II. Bauabschnitt für den möglichst schnellen Ausbau einer 7,5 m breiten Schifffahrtsrinne durch die Baugrube hindurch gesorgt werden. Zu diesem Zweck wurde die Schachtung zwischen den Spundwänden unter Einbau der obersten Senkungsstaffeln zunächst nur so tief durchgeführt, daß im mittleren Teil der Unterfahung an den Eisenwänden etwa 1 m unter der künftigen Decke Kragarme befestigt werden konnten, oberhalb deren die Wandabdichtung und ein Streifen der Wand selbst von solcher Stärke eingebracht wurde, daß die endgültige Decke einschließlich ihrer Abdichtung und Schutzschicht aufgebracht werden konnte. Dann wurden auf die fertige Decke zwei zur Kanalachse gleichlaufende Reiterfangedämme aufgesetzt, die die seitliche Einfassung der Schifffahrtsrinne bildeten; durch Fortnahme der im Zuge dieser Rinne befindlichen Teile der Baugruben-Fangedämme wurde die Schifffahrtsrinne eröffnet.

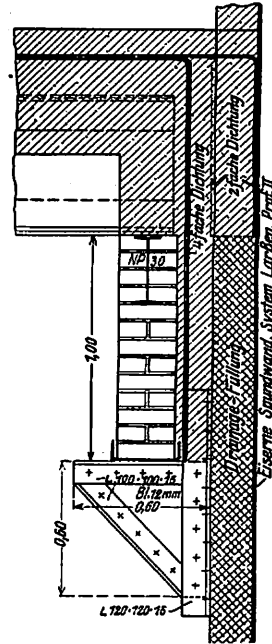


Abb. 66. Behelfslagerung der Tunneldecke (Landwehrkanal-Unterfahung).

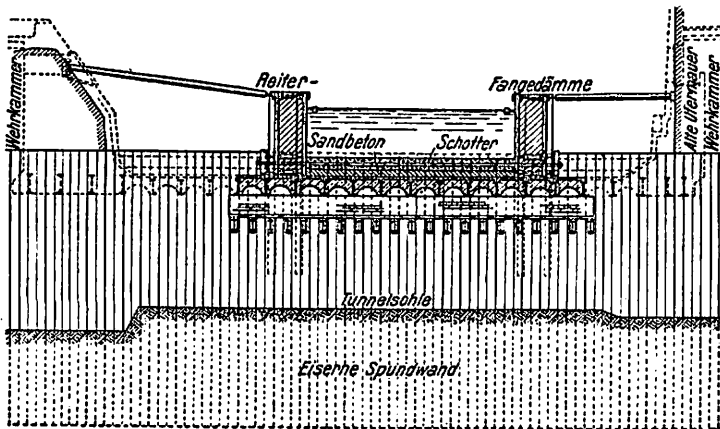


Abb. 67. Längsschnitt der Landwehrkanal-Unterfahung im Bauabschnitt III.



Im III. Bauabschnitt wurde die Tiefschachtung und Tiefsenkung auf der ganzen Unterfahrungsstrecke durchgeführt und Sohle und Wände von unten auf in der aus der Abbildung ersichtlichen Weise hergestellt. Die restlichen Bauarbeiten boten nun keine Schwierigkeit mehr. Beim Tieferlegen der Staffeln wurden je nach Bedarf die inneren oder äußeren Brunnen angeschlossen.

Die eigentliche Kanalunterführung besaß eine Länge von 30 m, eine Breite von 9,60 m, also eine Grundfläche von 288 qm; auf dieser Fläche waren 27 Brunnen angeordnet, aus denen im Abschnitt

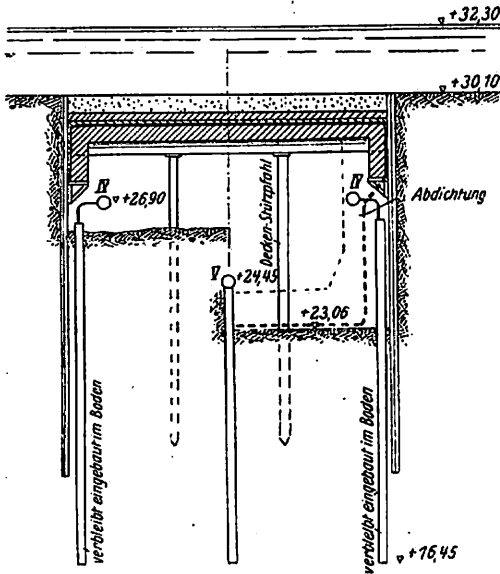


Abb. 68. Tiefsenk-Staffeln der Landwehrkanal-Unterführung im Bauabschnitt III.

der Tiefsenkung etwa 75 l/sek während der stärksten Beanspruchung entnommen worden. Hier sowohl, wie bei den drei früheren Unterführungen wurde die auf der eigentlichen Gewässerstrecke arbeitende Anlage wesentlich durch die Anlagen der Rampenstrecken unterstützt.

Die Tiefe des Spundwandfußes unter der Schachtsohle hatte man im Abschnitt I der Unterführung Inselbrücke mit nur 2 m bemessen, am Weidendamm bemaß man sie mit 3 m, an der Jannowitz-Brücke mit 4,5 m, am Halleschen Tor mit

5 m. Bemerkenswert ist bei den drei letzten Unterführungen die große Anzahl der Beobachtungsbrunnen, mit deren Hilfe jede Veränderung des gesenkten Spiegels erkannt werden kann. Als Pumpen benutzte man im Abschnitt I der Unterführung Inselbrücke nur Mammutpumpen, im Abschnitt II dieser Unterführung und am Weidendamm gleichzeitig Mammutpumpen und Kreiselpumpen, an der Jannowitzbrücke und am Halleschen Tor nur Kreiselpumpen.

Bei allen Unterführungen zeigte sich die Überlegenheit über das Druckluftverfahren, das früher hier allein in Frage gekommen wäre. Die technische Überlegenheit beruht auf der leichten Zugänglichkeit und Übersichtlichkeit der Baugrube, die wirtschaftliche Überlegenheit zu nicht geringem Teil darauf, daß beim Schildvortrieb

eine sehr starke Erdschicht über der Decke zum Schutz gegen Durchbruch der Druckluft belassen werden muß; jede unnötige Tieflegung, von der ja gleichzeitig auch die beiden Uferrampen betroffen werden, erfordert aber einen erheblichen Mehraufwand, der durch das Grundwasser-Senkungsverfahren erspart wird. Die Druckluftausführung mit Hilfe langgestreckter, aneinander gereihter Senkkammern leidet an der Schwierigkeit, die Wasserabdichtung in einwandfreier Weise herzustellen; auf eine vollwirksame Abdichtung legt man aber in Deutschland (im Gegensatz zu andern Ländern) allergrößten Wert.

## D. Beispiele.

### 1. Ammoniakbehälter in Halle.

Als erstes Beispiel sei die Absenkung besprochen, die von der Firma O. Katzsche in Halle für die Herstellung eines Ammoniakbehälters der Gasanstalt in Halle durchgeführt wurde. Das Gelände lag auf Kote  $+79,00$ , höchstes Grundwasser auf  $+77,63$ , der für die Absenkung in Frage kommende Grundwasserstand auf  $+75,50$ , die Schachtsohle auf  $+74,50$ ; die Grundfläche des Bauwerks betrug  $20 \cdot 15,9 + 15,6 \cdot 9,1 = 460 \text{ m}^2$ . Der Halbmesser eines gedachten Ersatzkreises ist also  $= 12,1 \text{ m}$ .

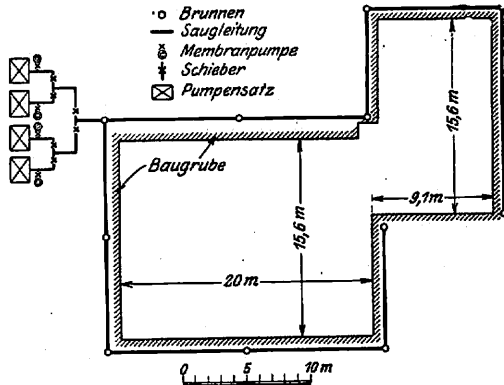


Abb. 69. Grundriß der Baugrube des Ammoniakbehälters.

Die Bohrungen hatten ergeben, daß im Bereich der Baugrube zuoberst aufgefüllter Boden und Lehm angetroffen wurde, daß aber etwa zwischen den Koten  $+76,0$  und  $+72,9$  grauer und blauer Sand anstand, der in seinen oberen Schichten tonige Bestandteile enthielt, in den unteren Schichten jedoch rein und scharf war; unter dieser Schicht wurde grober Kies angetroffen, von dem man eine stärkere Wasserführung vermuten mußte, so daß es ratsam war, die Filtersohle auf  $+72,9$  anzusetzen.

Hieraus ergibt sich ein  $H = 2,6 \text{ m}$  und für die Baugrubenmitte ein  $y = 1,3 \text{ m}$ . Da die Saale in unmittelbarer Nähe floß, war mit einer äußerst geringen Reichweite zu rechnen.

Schätzte man den  $k$ -Wert auf etwa 0,002 und die Reichweite auf 50 m, so ergab sich

$$Q = \frac{(2,6^2 - 1,3^2)}{\ln \frac{50}{12,1}} \cdot 3,14 \cdot 0,002 = 0,0224 \text{ cbm/sek.}$$

Es wurden insgesamt 12 Filterbrunnen von 7 m Länge und 12 cm Durchmesser vorgesehen, die auf die untersten 2 m Höhe geschlitzt und mit Kupfer-Filtergewebe umspannt waren. Für einen mittleren Brunnen ist  $\frac{1}{12} \ln(r_1 r_2 r_3 \dots r_{12}) = 2,23$ ; es wird also

$$y_0 = \sqrt{2,6^2 - \frac{0,0224}{3,14 \cdot 0,002} (3,91 - 2,23)} = 0,87.$$

Danach würde sich die Wasserhöhe im Brunnen auf  $\pm 73,8$  einstellen, so daß die Förderhöhe etwa mit 6,3 m zu bemessen war; bei einem Wirkungsgrad von  $\frac{1}{3}$  würde sich die Motorenstärke mit  $\frac{23 \cdot 6,3 \cdot 3}{75} \cong 6$  PS ergeben, oder bei entsprechender Zugabe für die

Mehrleistung in der ersten Zeit des Absenkens mit etwa 8 PS.

Es wurden vier Kreiselpumpen von je 40 m<sup>3</sup> Stundenleistung in der Weise aufgestellt, daß jeweils zwei Pumpen gleichzeitig arbeiteten, während die andern beiden in Bereitschaft standen; jede Pumpe besaß einen Motor von 4 PS. Um auch für die Kraftquelle eine Bereitschaft zu haben, waren zwei Motore an ein vorhandenes Gleichstromnetz angeschlossen, die beiden andern an ein vorhandenes Drehstromnetz.

Zum Ansaugen des Wassers dienten Membranpumpen, die auch für den Fall des Abreißen des Wasserfadens in Tätigkeit treten sollten und daher eingebaut verblieben.

Die Anlage arbeitete in einwandfreier Weise; als man aber nach 7 Wochen die Grundbauarbeit fertiggestellt hatte und die Filter zog, ergab sich, daß das Filtergewebe derart angegriffen war, daß es von den Filterrohren abfiel. Nach Ansicht eines Chemikers war die Ursache in den chemischen Beimengungen zu suchen, die sich dem Grundwasser infolge der Undichtigkeit der in Betrieb befindlichen Ammoniakbehälter mitgeteilt hatten.

## 2. Hauptbahnhof Leipzig.

Als zweites Beispiel sei die von Philipp Holzmann A. G. (Zweigniederlassung Dresden) ausgeführte Absenkung für den Bau der Untergrundbahn im Bereich des Hauptbahnhofs Leipzig angeführt.

Mit dem Empfangsgebäude dieses Bahnhofs wurde zugleich der innerhalb des Bahnhofsgeländes liegende Teil der Untergrundbahn

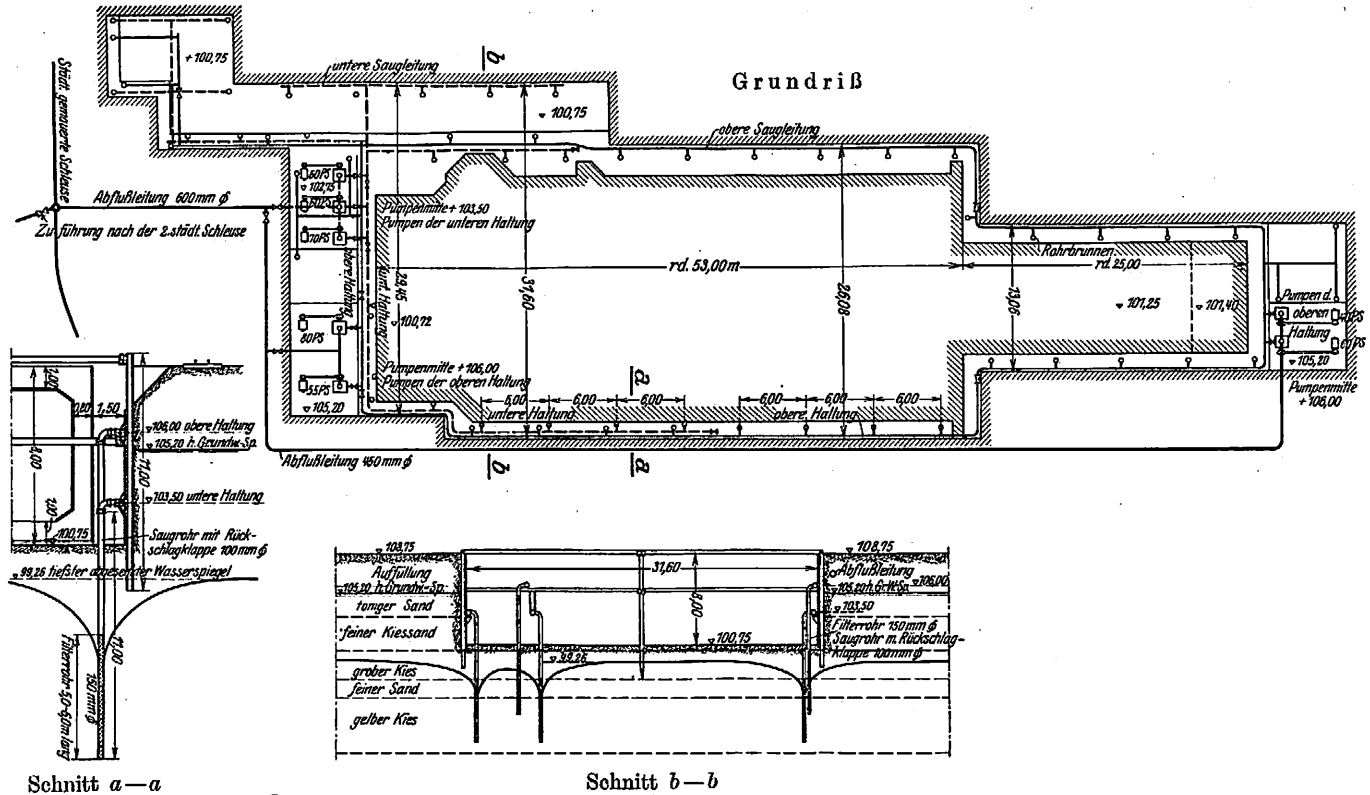


Abb. 70. Grundwasser-Senkungsanlage für den Bau der Untergrundbahn im Bereich des Hauptbahnhofs Leipzig.

Beispiele.

ausgeführt, die später den Hauptbahnhof mit dem Bayrischen Bahnhof sowie mit den andern Stadtteilen Leipzigs verbinden soll. Die Ausführung erfolgte in den Jahren 1913/14.

Da eine sorgfältige Ausführung der Eisenbeton- und Dichtungsarbeiten nur bei völlig trockener Baugrube erreicht werden konnte, so wurde eine Grundwassersenkung in der Weise vorgesehen, daß auch bei zeitweiligem Versagen eines Teiles der Senkungsanlage noch genügende Gewähr bestand, daß das steigende Wasser den frischen Beton und die vor dem Erhärten dieses Betons empfindliche Abdichtung nicht beschädigen konnte. Es war daher von der Bauleitung verlangt, daß das Grundwasser bis 1 m unter Baugrubensohle gesenkt würde, bevor mit dem Betonieren begonnen würde.

Demnach war der Grundwasserspiegel von Kote 105,2 bis auf Kote 99,26, also um etwa 6 m zu senken; da unter der Sohle eine 12 m starke Schicht Kies und Sand lag und die Baugrube zum Teil in ein früheres Bett der Mulde fiel, war ein starker Wasserandrang zu erwarten. Mit Rücksicht auf die Senkungstiefe wurden zwei Staffeln vorgesehen, von denen die obere auf Kote 106,0, die untere auf 103,5 lag.

Die Brunnen und Saugleitungen wurden in einen 1,5 m breiten Arbeitsraum außerhalb des eigentlichen Tunnelkörpers verlegt; da die Absteifung vollständig wiedergewonnen werden konnte, so stellte sich diese Anordnung billiger als die sonst bei Untergrundbahnbauten übliche Anordnung der Brunnen innerhalb der eigentlichen Bausohlenfläche.

Die Brunnen der oberen Haltung wurden in gegenseitigem Abstand von 6 m längs der Baugrubenwände angeordnet. Mit Rücksicht auf die große Breite der Baugrube von etwa 26 bis 32 m war ursprünglich noch eine Brunnenreihe in der Mitte geplant; sie konnte jedoch zum Teil entfallen, da (wie die Beobachtungen ergaben) der gesenkte Spiegel zwischen den äußeren Brunnenreihen infolge des großen  $k$ -Wertes des groben Kieses sehr flach verlief. Die Anlage der unteren Haltung wurde nur im westlichen Teil der Baugrube nötig; auch ihre Brunnen erhielten eine gegenseitige Entfernung von 6 m.

Die Saugleitung der oberen Haltung bestand aus 200 bis 350 mm weiten schmiedeeisernen Flanschrohren, die mit Gummiringen gedichtet wurden, der Durchmesser der Saugleitung der unteren Haltung betrug 300 mm. Für die obere Haltung waren vier Pumpen von 250 mm Saugrohrdurchmesser vorgesehen, für die untere Haltung drei Pumpen von 300 mm Saugrohrdurchmesser. Es liefen jedoch von der oberen Haltung gewöhnlich nur zwei Pumpen, von der unteren Haltung eine Pumpe, während die übrigen Pumpen in Bereitschaft standen. Sämtliche Pumpen gaben das Wasser in die 45

bis 60 cm weite Abflußleitung, die aus gußeisernen, an den Stößen mit Blei gedichteten Muffenrohren bestand und in das Erdreich dicht neben der Baugrube verlegt war. Sie mündete in ein städtisches Siel, das vorsichtshalber noch durch einen Stichkanal mit einem zweiten städtischen Siel verbunden wurde. Während die Saugleitungen eine geringe Steigung zu den Pumpen hin hatten, wurde der Druckleitung etwas Gefälle zu denselben hin gegeben, damit durch sie im Bedarfsfalle die Saugleitungen gefüllt werden könnten. Jede Pumpe konnte sowohl gegen die Saug- wie gegen die Druckleitung durch Schieber abgeschlossen werden. Außerdem waren noch verschiedene weitere Schieber angeordnet, die bei Störungen oder beim allmählichen Abbau einzelner Strecken den Abschluß gegen das übrige Leitungsnetz gestatteten.

Die Höchstleistung der Pumpen von 250 mm Durchmesser betrug  $7,5 \text{ m}^3/\text{min.}$ , die der Pumpen von 300 mm  $11,5 \text{ m}^3/\text{min.}$  Die vier Pumpen der oberen Haltung und die drei Pumpen der unteren Haltung hätten also zusammen rd.  $65 \text{ m}^3/\text{min.}$  fördern können. Im Durchschnitt betrug die Fördermenge etwa  $20 \text{ m}^3/\text{min.}$  im Beharrungszustand.

Der Pumpenantrieb erfolgte durch 40- und 60-PS-Gleichstrommotore. Der elektrische Strom wurde auf der Baustelle durch Dynamomaschinen von 70 bis 100 PS erzeugt, die durch Lokomobilen von 100 bis 125 PS angetrieben wurden. Von den vier Lokomobilen arbeiteten jeweils nur zwei, während die beiden andern angeheizt in Bereitschaft standen. Erzeugt und verwendet wurde Gleichstrom von 220 V Spannung, die Stromstärke betrug 100 bis 150 Amp. Die Dynamomaschinen lieferten gleichzeitig den Strom für die elektrische Beleuchtung der Baustelle und für den Antrieb der Arbeitsmaschinen.

Die Bemessung der Anlage war auf Grund einer Probesenkung erfolgt; zur Nachprüfung der hydrologischen Verhältnisse sei nachstehend die Errechnung des  $k$ -Wertes auf Grund der wirklichen Fördermenge und der wirklichen Absenkung gegeben. Dabei sei vorausgesandt, daß infolge des hohen  $k$ -Wertes des Kiesel mit einem recht starken Vorschub der Reichweite gerechnet werden mußte (s. Gl. 18); tatsächlich wurden Wassergewinnungsbrunnen in etwa 500 m Entfernung durch die Anlage trockengelegt; man geht daher wohl nicht fehl, wenn man die Reichweite (zumal mit Rücksicht auf die wirksame Entwässerung des größtenteils städtisch bebauten Nachbargeländes) mit einem hohen Betrag, also etwa 1500 m ansetzt.

Da die Filtersohle im Mittel der oberen und unteren Brunnen auf  $+93,4$  angenommen werden kann, ergibt sich ein  $H=10,6 \text{ m}$ , wenn mittleres Grundwasser auf  $+104$  angesetzt wird; in Bau-

grubenmitte wurde gemäß Beobachtung der Spiegel bis auf  $+99,26$  abgesenkt, so daß hier  $y = 99,26 - 93,4 = 5,86$  war. Bei einer Wasserförderung von  $20 \text{ m}^3/\text{min.} = 0,333 \text{ m}^3/\text{sek.}$  ist alsdann

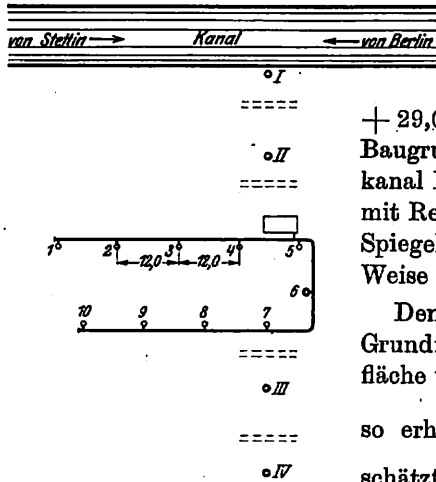
$$k = \frac{0,333 \left( \ln 1500 - \ln \sqrt{\frac{F}{\pi}} \right)}{3,14 (10,6^2 - 5,86^2)}$$

Der Wert  $F$  ergibt sich aus der Grundrißskizze zu rd.  $2000 \text{ qm}$ , es wird also

$$k = \frac{0,333 (5,01 + 4,61 - 5,53)}{3,14 (112,4 - 30,6)} = 0,0053.$$

### 3. Kabelwerk in Gartenfeld.

Auf dem Kabelwerk der Siemens-Schuckertwerke in Gartenfeld war von der Siemens-Bauunion für die Ausführung eines Grundbaues eine Grundfläche von  $50 \times 20 \text{ m}$  trocken zu legen; mittleres Grundwasser lag auf  $+30,90$ , die Baugrubensohle war auf



$+29,0$  angeordnet; etwa  $90 \text{ m}$  von der Baugrubenachse läuft der Schifffahrtskanal Berlin-Stettin, von dem man aber mit Recht annehmen konnte, daß er die Spiegelsenkung in keiner nennenswerten Weise beeinflussen würde.

Denkt man sich die trocken zulegende Grundfläche von  $1000 \text{ qm}$  in eine Kreisfläche vom Halbmesser  $A$  umgewandelt,

so erhält man  $A = \sqrt{\frac{1000}{\pi}} = 17,9 \text{ m}$ ;

schätzte man ferner den  $k$ -Wert auf Grund einer Bohrprobe auf  $0,002$ , so erhielt man für die Beziehungen zwischen Fördermenge und Absenkung die Gleichung

$$H^2 - y^2 = \frac{Q}{0,0063} (\ln R - \ln 17,9).$$

Da bereits in etwa  $9 \text{ m}$  Tiefe unter Grundwasserspiegel sandiger Ton lag (s. Bodenprofil) und von scharfem, offenbar recht wasserführendem Sand überlagert war, während der höherliegende, feine Sand eine geringere Wasserführung erwarten ließ, war es ratsam; abweichend von der üblichen Bemessung Filterrohre von weniger

als 10 m Länge zu verwenden und den Filterfuß im Mittel auf  $+22,65$  zu legen. Hieraus ergibt sich die Höhe  $H$  mit dem Betrag 8,25 m. Soll zwischen Bausohle und gesenktem Spiegel ein Spielraum von etwa 40 cm bleiben, so ist  $y$  mit dem Betrag 5,95 m  $= 28,70 - (22,65 + 0,40)$  gegeben. Schätzt man endlich die Reichweite vorsichtig auf 300 m, so wird

$$Q = \frac{(8,25^2 - 5,95^2) \cdot 3,14 \cdot 0,002}{\ln 300 - \ln 17,9} = 0,073 \text{ cbm/sek.}$$

Werden zur Sicherheit und mit Rücksicht auf die anfängliche Mehrleistung zum Leerpumpen des Beckens 25% hier zugegeben, so erhält man eine Fördermenge von 94 l/sek.

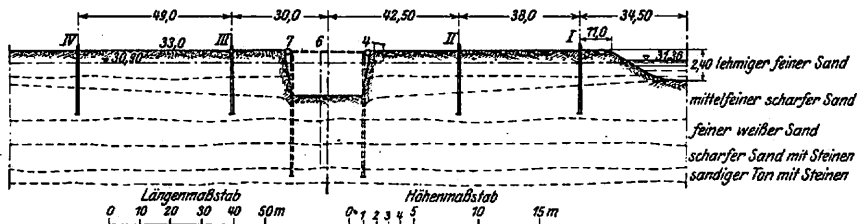


Abb. 72. Senkungsanlage für Kabelwerk Gartenfeld; Querschnitt.

Für den Durchmesser der Saugleitung ergibt sich für den Beharrungszustand bei einer größten Geschwindigkeit von 1,5 ein Halbmesser von  $r = \sqrt{\frac{0,073}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,125$ .

Bei einer Ergiebigkeit von 7 bis 8 l wäre die Zahl der erforderlichen Brunnen mit 10 anzusetzen.

Für die Pumpenleistung ist der Spiegelunterschied zwischen Vorfluter und gesenktem Brunnen Spiegel maßgebend. Bei der in der Abbildung dargestellten Anordnung ist für einen mittleren Brunnen  $\sqrt[n]{r_1 r_2 \dots r_n} = 11,4$  m; die gesenkte Brunnen Spiegelhöhe ist demnach  $y_0 = \sqrt{8,25 - \frac{0,073}{0,0063} \ln \frac{300}{11,4}} = 5,5$ . Da der als Vorfluter dienende Notauslaß mit einer Heberleitung erreicht werden konnte und mit seinem Spiegel 3 m über Pumpenachse lag, so ist die Förderhöhe  $2,75 + 3,0 = 5,75$ . Demnach wäre die Pumpenleistung bei einem Wirkungsgrad von  $\frac{1}{3}$  mit  $L = \frac{94 \cdot 5,75 \cdot 3}{75} \approx 22$  PS zu bemessen.

Tatsächlich wurde die Anlage so bemessen, daß die Saugleitung einen Durchmesser von 200 mm erhielt, die elektrischen Pumpenmotore eine Stärke von 32 PS.



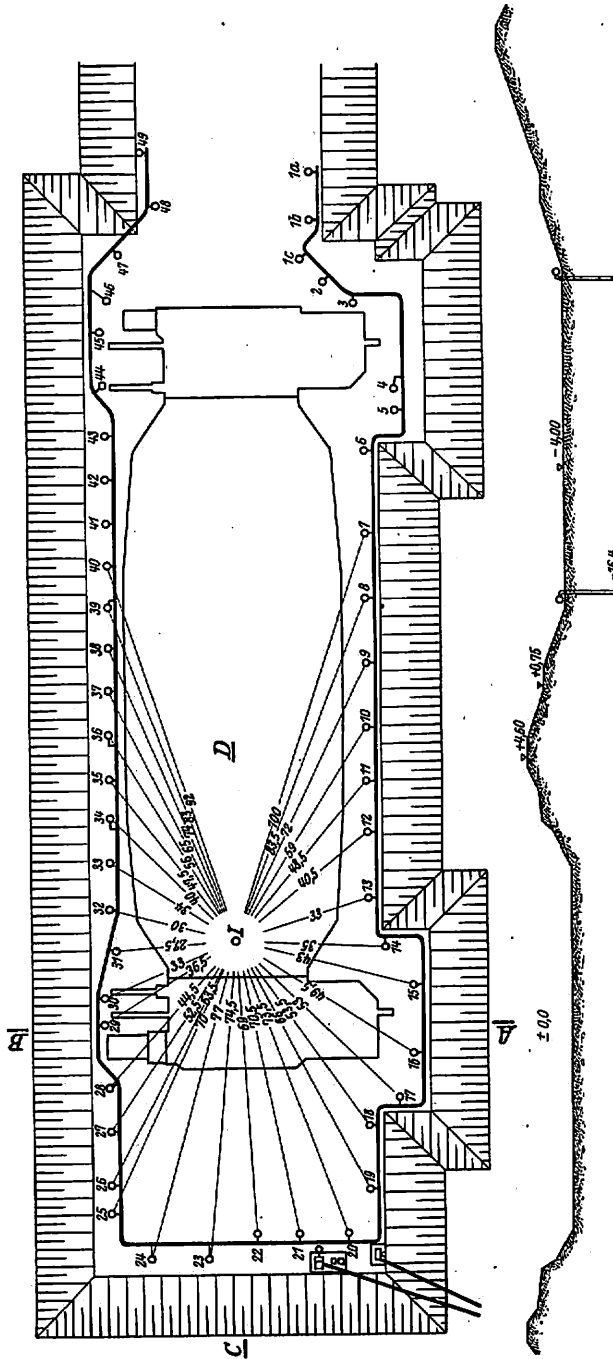


Abb. 78. Senkungsanlage für Schleuse Wemeldinge; Grundriß und Längsschnitt.

Zur Nachprüfung der hydrologischen Verhältnisse wurden im Betrieb Versuche angestellt, die folgendes Ergebnis hatten: bei dem ersten Versuch, der zu Beginn des Betriebes erfolgte, wurde eine Fördermenge von 94,4 l/sek gemessen; die Reichweite wurde mit Hilfe der Beobachtungsbrunnen auf Grund der Annahme ermittelt, daß man bei sehr flach geneigtem Spiegel die Krümmung vernachlässigen kann; in den Brunnen III und IV war die Spiegelhöhe beobachtet + 29,21 und + 29,45; somit wäre  $(R - 30 - 49) : 1,45 = 49 : 0,24$  oder  $R = 375$  m. Bei dieser Reichweite errechnet sich

$$\text{der } k\text{-Wert zu } k = \frac{0,094 \cdot \ln \frac{375}{17,6}}{3,14 (8,25^2 - 5,95^2)} = 0,0028.$$

Bei einem zweiten Versuch, der etwa drei Monate später stattfand und offenbar schon in die Zeit des Beharrungszustandes fiel, wurde eine Fördermenge von nur 54,4 l/sek gemessen.

#### 4. Schleuse in Wemeldinge.

Bei der ebenfalls von der Siemens-Bauunion nach eigenen Plänen und Berechnungen ausgeführten Grundwasser-Senkungsanlage für den Neubau einer dritten Schleuse in Wemeldinge (Holland) war eine Gesamtfläche von etwa 13 900 qm trocken-zulegen, der mittlere Grundwasserstand lag auf 0,0, Schleusensohle lag auf - 8,00; es war also das Grundwasser um mindestens 8 m niederzuzwingen.

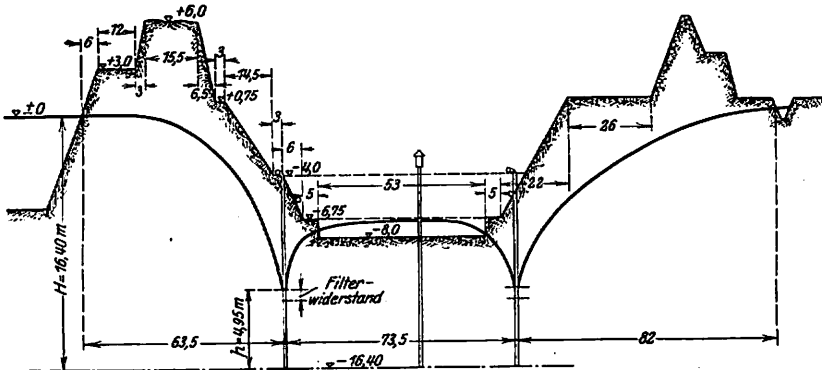


Abb. 74. Senkungsanlage für Schleuse Wemeldinge; Schnitt A—B.

Die Bodenzusammensetzung war insofern recht ungünstig, als in den sehr feinen Sandboden Schichten von reichlichem Schlamm- und Klagehalt eingelagert waren; ungünstig mußte auch die unmittelbare Nähe des Kanals wirken.

Da es bei der Größe und Lage der Baugrube keine Rolle spielte, ob die Böschungen durch hervorsickerndes Grundwasser angefrassen

wurden, so wurden bei der Trockenlegung die obersten Staffeln durch offene, aus Kreiselpumpe und Dieselmotor bestehende Wasserhaltung ersetzt, die die Ausführung der Erdarbeiten bis auf  $-4,00$  gestattete. Dann wurde die Senkungsanlage eingebaut, deren Saugleitung auf  $-3,75$  lag und die so ausgebildet war, daß sie dem Bodenaushub folgend um 2 m tiefer gelegt werden konnte.

Bemerkenswert war, daß die Bemessung ohne eine Probeabsenkung, also nur auf Grund der Bohrergebnisse erfolgte.

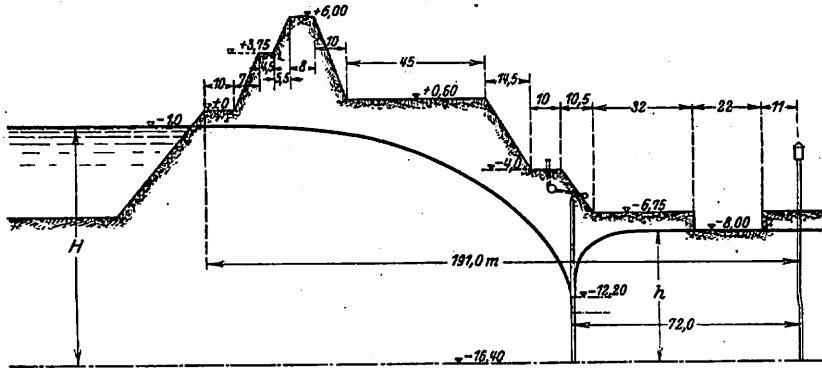


Abb. 75. Senkungsanlage für Schleuse Wemeldinge; Schnitt C—D.

Da der  $k$ -Wert auf etwa 0,0001 geschätzt wurde, und da der Filterfuß auf  $-16,4$  angesetzt wurde, so ergab sich für die vermutliche Fördermenge die Näherungsgleichung  $16^2,4 - 8^2,4 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \frac{R}{r}$ .

In dieser Gleichung ist  $r = \sqrt{\frac{13900}{\pi}} = 66,5$  gegeben, die Reichweite mußte geschätzt werden; schätzt man sie mit Rücksicht auf die unmittelbare Kanalnähe mit nur 150 m ein, so ergibt sich die vermutliche Fördermenge zu  $Q = \frac{(269 - 71) \cdot 0,000314}{\ln 150 - \ln 66,5} = 0,076$ .

Da diese Fördermenge für den Beharrungszustand gilt, so seien für das Leerpumpen des Beckens 25% hinzugerechnet, die Fördermenge also mit etwa 95 l/sek angesetzt.

Um jedoch die Bemessung der Anlage nicht auf einer einzigen Rechnung aufzubauen, war es wünschenswert, Gegenrechnungen aufzustellen, zumal die auf Grund der Kreisformel aufgestellte Berechnung nur eine Schätzung bedeuten konnte.

Soll die Anlage nach der allgemeinen Senkungsgleichung berechnet werden, so ergibt sich  $Q = \frac{(16,4^2 - 8,4^2) \cdot 0,000314}{\ln 150 - \ln \sqrt[3]{r_1 \cdot r_2 \cdots r_n}}$ .

Zur Vereinfachung der Rechnung seien je 3 Brunnen zu einer Gruppe zusammengefaßt; sind dann  $r_1, r_2 \dots r_n$  die Entfernungen der Gruppen-Schwerpunkte von der Baugrubenmitte, so ergibt sich der Betrag  $\ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \dots r_n}$  aus Abb. 73 der Brunnenanordnung und aus nachstehender Zahlentafel zu dem Betrage  $\frac{72,45}{17} = 4,25$

Gruppe	$r$	$\ln r$	Gruppe	$r$	$\ln r$
1	115	4,74	$\Sigma 1-9$	—	39,24
2	97	4,57	10	100	4,61
3	68	4,22	11	72	4,28
4	32	3,47	12	45	3,80
5	41	3,71	13	30	3,40
6	74	4,30	14	39	3,66
7	100	4,61	15	62	4,13
8	121	4,80	16	94	4,54
9	124	4,82	17	120	4,79
$\Sigma 1-9$	—	39,24	$\Sigma 1-17$	—	72,45

Die Fördermenge ist daher nach dieser Rechnung

$$Q = \frac{198 \cdot 0,000314}{5,01 - 4,25} = 0,082.$$

Setzt man für anfängliche Mehrleistung 25% hinzu, so erhält man eine Fördermenge von 102,5 l/sek.

Da eine Langseite der Baugrube dem Kanal gleichgerichtet und nur 70 m entfernt lag, empfahl es sich, diese Anlage von ausgesprochener Längenerstreckung auch nach der Gleichung der Sammelgalerien, Gl. 5), durchzurechnen; hierzu ist zunächst die Bestimmung der mittleren Absenkung in der Brunnenreihe selbst erforderlich, für die man das Mittel zwischen der Absenkung in Baugrubenmitte und in einem der mittleren Brunnen ansetzen kann. Der Betrag  $\ln \sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \dots r_n}$  ergibt sich aus nachstehender Zahlentafel zu  $\frac{70,77}{17} = 4,16$

Gruppe	$r$	$\ln r$	Gruppe	$r$	$\ln r$	Gruppe	$r$	$\ln r$
1	129	4,86	$\Sigma 1-7$	—	31,57	$\Sigma 1-13$	—	53,93
2	114	4,74	8	125	4,83	14	30	3,40
3	89	4,49	9	117	4,76	15	60	4,09
4	62	4,13	10	92	4,52	16	94	4,54
5	63	4,14	11	60	4,09	17	123	4,81
6	91	4,51	12	30	3,40	$\Sigma 1-17$	—	70,77
7	110	4,70	13	2,15	0,76			
$\Sigma 1-7$	—	31,57	$\Sigma 1-13$	—	53,93			

Die Spiegelhöhe des betrachteten Brunnens beträgt demnach

$$y_0 = \sqrt{269 - \frac{0,082}{0,000314} (5,01 - 4,16)} = 6,85 \text{ m.}$$

Für einen mittleren Brunnen der gegenüberliegenden Langseite ergibt sich auf Grund nachstehender Zahlentafel

$$\ln \sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n} = \frac{72,20}{17} = 4,25$$

Gruppe	r	ln r	Gruppe	r	ln r
1	103	4,63	Σ 1—9	—	36,53
2	80	4,38	10	124	4,82
3	50	3,91	11	100	4,61
4	2,8	1,03	12	76	4,33
5	40	3,69	13	61	4,11
6	75	4,32	14	61	4,11
7	108	4,68	15	75	4,32
8	136	4,91	16	100	4,61
9	146	4,98	17	117	4,75
Σ 1—9	—	36,53	Σ 1—17	—	72,20

Die Spiegelhöhe in dem Brunnen wäre.

$$y_0 = \sqrt{269 - \frac{0,082}{0,000314} (5,01 - 4,25)} = 8,4.$$

Da diese Senkung nicht genügen würde, muß eine verstärkte Förderung in Betracht gezogen werden; würde die Förderung um 10% gesteigert werden, so würde im Beharrungszustand die Spiegelhöhe des betrachteten Brunnens den Wert annehmen

$$y_0 = \sqrt{269 - \frac{0,0902}{0,000314} (5,01 - 4,25)} = 7,14.$$

Auf Grund obiger Vorberechnungen sei angenommen, daß als gemittelte Spiegelhöhe in allen 3 Brunnenreihen der Wert  $y$  überschläglich mit  $\frac{6,85 + 7,14 + 8,40}{3} = 7,46$  angesetzt werden kann.

Dann ergibt sich für die wasserseitige Langseite je lfd. m

$$q = \frac{(16,4^2 - 7,46^2) \cdot 0,0001}{2 \cdot 63,5} = 0,000162$$

oder für die 260 m lange Brunnenreihe  $Q = 0,042 \text{ m}^3/\text{sek.}$  Bei einem Zuschlag von 25% erhält man  $Q = 0,053.$

Für die landseitige Langseite ist je lfd. m

$$q = \frac{(16,4^2 - 7,46^2) \cdot 0,0001}{2 \cdot 82} = 0,00013$$

oder für die 260 m lange Brunnenreihe  $Q = 0,034 \text{ m}^3/\text{sek}$  und bei einem Zuschlag von 25 %  $Q = 0,0425$ .

Für die Stirnreihe ist je lfd. m

$$q = \frac{(16,4^2 - 7,46^2) \cdot 0,0001}{2 \cdot 119} = 0,0000895$$

oder für die 60 m lange Brunnenreihe  $Q = 0,0054 \text{ m}^3/\text{sek}$  und bei einem Zuschlag von 25 %  $Q = 0,0068$ .

Insgesamt würde sich eine Fördermenge von  $0,053 + 0,0425 + 0,0068 = 0,1023$  ergeben. Nimmt man das Mittel aus den beiden Berechnungsarten, so erhält man eine vermutliche Fördermenge von  $0,1024 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Zur Nachprüfung der hydrologischen Verhältnisse wurden im Betrieb Messungen durchgeführt mit folgenden Ergebnissen: die Fördermenge wurde im Beharrungszustand mit  $0,1036 \text{ cbm}$  gemessen, die Spiegelhöhe eines mittleren wasserseitigen Brunnens mit  $4,95$  festgestellt, und die Spiegelhöhe in dem auf der Abb. 74 eingetragenen Beobachtungsbrunnen nahe dem Viertelpunkt mit  $8,40 \text{ m}$  bestimmt; als mittlere Spiegelhöhe in den 3 Brunnenfluchten kann man also den Betrag  $6,67$  ansetzen.

#### Interpolation der Brunnen-Ergiebigkeiten (zu S. 134).

Brunnen	$\text{m}^3/\text{std}$			
25	12		Gesamtförderung = $0,1036 \text{ m}^3/\text{sek}$	
26	11,2	Gemessen	Ostseite = $0,0453$	"
27	10,5		<u><math>0,0583 \text{ m}^3/\text{sek}</math></u>	
28	9,8			
29	8,8		5 Brunnen an der Nordseite, sehr wassergiebig,	
30	8,4		$5 \cdot 8 \text{ m}^3/\text{std} = 40 \text{ m}^3/\text{std} = 0,0111 \text{ m}^3/\text{sek}$	
31	7,5		$0,0583 \text{ m}^3/\text{sek}$	
32	6,8		Nordseite = $0,0111$	"
33	6,0		<u>Westseite = <math>0,0472 \text{ m}^3/\text{sek}</math></u>	
34	5,2	Gemessen		
35	5,4			
36	5,8			
37	6,2		Ostseite 25 Brunnen mit $45,3 \text{ l}/\text{sek} = 1,81 \text{ sek}/\text{l-Brunnen}$	
38	6,5			
39	6,8		Nordseite 5 " " $11,1$ " = $2,22$ " "	
40	7,2			
41	7,6	Gemessen	Westseite 21 " " $47,2$ " = $2,15$ " "	
42	6,0			
43	4,8			
44	3,6	Gemessen		
45	3,6	"		
46	3,3	"		
47	3,3	"		
48	3,3			
49	3,3			
	<u>162,9</u>			
Ostseite	$0,0453$			

Zur Bestimmung der Fördermengen waren die täglichen Fördermengen gemessen, außerdem wurden Brunneneinzelmessungen vorgenommen, deren Ergebnisse zusammengestellt wurden; da sich im Laufe des Betriebes herausstellte, daß die Durchlässigkeit des Bodens an verschiedenen Stellen sehr starke Unterschiede zeigte, mithin auch

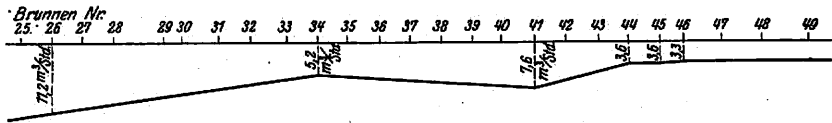


Abb. 76. Interpolation der Brunnenentnahmen (Wemeldinge).

die Ergiebigkeit wechselte, so muß, da nicht für alle Brunnen Einzelmessungen vorlagen, vom Hilfsmittel der Interpolation Gebrauch gemacht werden. Gemessen wurden s. Z. die Brunnen 26, 34, 41, 44, 45, 46. In vorstehender Aufstellung ist für die Ostseite der Baugrube die Interpolation durchgeführt.

Die Brunnen der Nordseite, die in der Hauptsache den Gezeitenunterschied zu tragen haben, sind mit  $0,0111 \text{ m}^3/\text{sek}$  geschätzt, für die Westseite bleiben dann für 21 Brunnen  $0,0472 \text{ m}^3/\text{sek}$  übrig.

Aus der Gleichung für Sammelgalerien ergibt sich dann für die 3 Brunnenfluchten folgendes Bild:

$$\text{Ostseite: } k = \frac{0,0453 \cdot 2 \cdot 82}{260(16,4^2 - 6,67^2)} = 0,000123,$$

$$\text{Nordseite: } k = \frac{0,0111 \cdot 2 \cdot 119}{60 \cdot 224,5} = 0,000197,$$

$$\text{Westseite: } k = \frac{0,0472 \cdot 2 \cdot 63,5}{260 \cdot 224,5} = 0,000103.$$

Im Mittel der 3 Fluchten also  $k = 0,000141$ .

Bei der Berechnung nach der allgemeinen Senkungsgleichung ergibt sich folgendes Bild: der Abstand der einzelnen Brunnen vom Gewässer, also ihre Reichweite, betrug: bei 16 Brunnen 82 m, bei 5 Brunnen 119 m, bei 13 Brunnen 63,5 m, im Mittel also 80,5 m; zählt man den mittleren Abstand der Brunnen vom Beobachtungsbrunnen mit 52 m hinzu, so erhält man eine mittlere Reichweite von 133 m.

Die 17 südlichsten Brunnen wurden nicht mehr berücksichtigt, da der Beobachtungsbrunnen nahe dem Außenhaupt stand, wo auch der stärkste Wasserandrang auftrat. Von der Gesamtförderung sind daher die 30,72 l abzusetzen, die diesen 17 Brunnen entsprechen

würden. Es ist also eine Förderung von  $0,1036 - 0,03072 = 0,07288 \text{ m}^3/\text{sek}$  in Ansatz zu bringen. Der Wert  $\sqrt[n]{r_1 r_2 \cdots r_n}$  ergibt sich aus nachstehender Zahlentafel zu  $\frac{126,742}{34} = 3,73$

Brunnen	r	ln r	Brunnen	r	ln r	Brunnen	r	ln r	Brunnen	r	ln r
9	72	4,277	Σ 9—17		34,628	Σ 9—25		68,493	Σ 9—33		97,742
10	59	4,073	18	53,5	3,980	26	63,5	4,152	34	40	3,690
11	48	3,882	19	66	4,190	27	52,5	3,962	35	47,5	3,861
12	40,5	3,702	20	73,5	4,298	28	44,5	3,796	36	56	4,026
13	33	3,497	21	70,5	4,256	29	36,5	3,598	37	65	4,175
14	35	3,556	22	69	4,235	30	33	3,497	38	74	4,305
15	43	3,762	23	74,5	4,312	31	27,5	3,315	39	83	4,420
16	49,5	3,903	24	77	4,345	32	30	3,402	40	92	4,523
17	53	3,971	25	70	4,249	33	34	3,527	Σ 9—40		126,742
Σ 9—17		34,628	Σ 9—25		68,493	Σ 9—33		97,742			

Hieraus ergäbe sich  $k = \frac{0,07288 (\ln 133 - 3,73)}{3,14 (16,4^2 - 8,4^2)} = 0,000137$ ; im Mittel aus beiden Rechnungsarten erhält man  $k = 0,000139$ .

### 5. Schleuse in Plötzensee.

Zur Erläuterung der Gleichungen, die eine unmittelbare Voraus-  
sage der zu erzielenden Absenkung unter Ausschaltung des  $k$ -Wertes  
ermöglichen, sei die Absenkung für die Schleuse in Plötzensee  
angeführt, die von Kyrieleis eingehend dargestellt wurde.

Hier mußte eine zweistafflige Anlage ausgebaut werden, da der  
Spiegel um mehr als 6 m niederrzuzwingen war.

Während der ungesenkte Spiegel anfänglich etwa auf  $+30,52$   
lag, war er in den folgenden Monaten auf  $+30,20$  gefallen; da  
Filtersohle auf  $+16,40$  angeordnet wurde, betrug für die Flach-  
senkung der oberen Staffel  $H_1 = 14,12$  m, während für die Tief-  
senkung  $H_2 = 13,80$  m war. Die Reichweite hatte während der  
Flachsenkung 395 m betragen, war aber später auf 500 m angewachsen.

In Baugrubenmitte war der Spiegel während der Flachsenkung  
durch eine Entnahme von  $200 \text{ l}/\text{sek}$  auf  $+25,51$  niedergezwungen  
worden, bei der Tiefsenkung mußten  $217 \text{ l}/\text{sek}$  entnommen werden,  
damit der Spiegel bis auf  $24,08$  herunterging.

Nach unserm Ähnlichkeitsgesetz muß

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{H_2^3 - y_2^3}{H_1^3 - y_1^3} \cdot \frac{\ln R_1 - \frac{1}{n} \ln r_1 r_2 \cdots r_n}{\ln R_2 - \frac{1}{n} \ln r_1 r_2 \cdots r_n}$$

sein.



Für die Tiefsenkung wurde  $\frac{1}{n} \ln r_1 r_2 \dots r_n$  mit 3,44 errechnet, für die Flachsenkung mit 3,55.

Die Auswertung der Gleichung ergibt für die linke Seite den Wert  $\frac{217}{200} = 1,085$ , und für die rechte Seite

$$\frac{13,80^2 - 7,68^2}{14,12^2 - 9,11^2} \frac{5,98 - 3,44}{6,21 - 3,55} = 1,08;$$

man sieht, daß die Ergebnisse der Gleichung für die Praxis genügend genau sind; zu bemerken ist jedoch, daß für die unmittelbare Nähe der einzelnen Brunnen die Genauigkeit erheblich geringer ist.

### III. Rechtsfragen.

Während früher dem Grundstücksbesitzer ein Anrecht auf das Grundwasser seines Landes nicht zugebilligt war, ist im Preußischen Wassergesetz von 1913 dieser, dem allgemeinen Rechtsempfinden nicht entsprechende Zustand für die preußischen Gebietsteile beseitigt worden; der hier in erster Reihe interessierende § 200 des genannten Gesetzes bestimmt folgendes:

„Der Eigentümer eines Grundstücks darf das unterirdische Wasser zum Gebrauch oder Verbrauch nicht dauernd in weiterem Umfang als für die eigene Haushaltung zutage fördern, wenn dadurch 1. der Wassergewinnungsanlage oder der benutzten Quelle eines andern das Wasser entzogen oder wesentlich geschmälert, oder 2. die bisherige Benutzung des Grundstücks eines andern erheblich beeinträchtigt oder 3. der Wasserstand eines Wasserlaufs oder Sees derart verändert wird, daß andre in der Ausübung ihres Rechtes daran beeinträchtigt werden.

Den Geschädigten steht kein Anspruch auf Unterlassung zu, wenn der aus der Zutageförderung zu erwartende Nutzen den ihnen erwachsenden Schaden erheblich übersteigt, oder wenn das Unternehmen, für das die Zutageförderung erfolgt, dem öffentlichen Wohle dient. Sie können jedoch die Herstellung von Einrichtungen fordern, durch die der Schaden verhütet oder ausgeglichen wird, wenn solche Einrichtungen mit dem Unternehmen vereinbar und wirtschaftlich gerechtfertigt sind. Soweit der Schaden nicht verhütet oder ausgeglichen werden kann, ist insofern Schadensersatz zu leisten, als die Billigkeit nach den Umständen eine Entschädigung erfordert.

Die Entschädigung kann, wenn der Unternehmer dies beantragt, auch in wiederkehrenden Leistungen bestehen. Der § 51 Absatz 2 Satz 2 ist entsprechend anzuwenden.“

In diesem Gesetzesparagraphen ist zwischen den Wassergewinnungsanlagen und den Entwässerungsanlagen unterschieden: die Beschränkungen des § 200 für Senkung des Grundwassers beziehen sich nur auf die ersteren, während Anlagen zur Bodenentwässerung von diesen Beschränkungen nicht betroffen werden.

Beide Arten der Entnahme stehen aber auf alle Fälle außerhalb der Polizeibefugnis, so daß also Maßnahmen zur Behinderung einer Senkungsanlage nur durch die Gerichte verfügt werden können.

Selbstredend wird durch das Wassergesetz die Haftung für Minderung der Baugrund-Tragfähigkeit eines Nachbargrundstückes nicht berührt, die durch eine Senkungsanlage entstehen kann und dann wohl stets auf ein Verschulden des Unternehmers zurückzuführen sein wird.

Dort, wo man bei Absenkungen auf ländlichem Gebiet Wert legen muß auf Wahrung guter nachbarschaftlicher Beziehungen, wird man unabhängig vom Rechtsstandpunkt aus Billigkeitsgründen seinem Nachbarn für die Zeit der Trockenlegung seines Brunnens durch die Senkungsanlage eine kleine Anschlußleitung aus der Druckleitung abzweigen können, wenn dies mit geringem Aufwand zu bewerkstelligen ist.

Schwieriger als die Frage der Entnahme ist die Frage der Ableitung des entnommenen Wassers, für deren Behandlung vor allem der § 23 des Wassergesetzes maßgebend ist; nach diesem Paragraphen ist die beabsichtigte Einleitung des Förderwassers in einen Wasserlauf über den Gemeingebrauch hinaus der Wasserpolizeibehörde anzuzeigen. Bedenken gegen die Genehmigung dieser Einleitung dürften in den seltensten Fällen zu erwarten sein; sollten Bedenken auftauchen, so werden sie meist durch entsprechende Ausgestaltung des Vorfluters zu beseitigen sein; selbstredend ist im Gesetz das Einleiten verunreinigten Wassers in die Wasserläufe untersagt; für den Schaden, der durch die unerlaubte Verunreinigung eines Wasserlaufs entsteht, haftet nach § 24 der Unternehmer der Anlage.

Bei Senkungsanlagen ist eine Verunreinigung nur denkbar bei Förderung von chemisch stark versetztem Grundwasser (etwa Ammoniakwasser aus unmittelbarer Nähe undichter Gasanstalts-Becken, das dann in Wasserläufe von sehr geringer Wasserführung geleitet wird); hier sind entsprechende Schutzmaßnahmen zu treffen.

Gehört der Wasserlauf, der das Förderwasser aufnehmen soll, dem Grundeigentümer der Senkungsanlage, so sind zwar auch ihm im § 40 und 41 gewisse Beschränkungen bei der Einleitung des Wassers auferlegt: vor allem darf durch dieselbe der Grundwasserstand nicht zum Nachteil anderer verändert werden; von dieser Be-

schränkung sind aber die Anlagen frei, die die gewöhnliche Bodenentwässerung von Grundstücken bezwecken, für die der Wasserlauf der natürliche Vorfluter ist. Als eine Abart der gewöhnlichen Bodenentwässerung ist aber nach Holtz-Kreutz (Das Preußische Wassergesetz vom 7. April 1913 nebst Ausführungsverordnungen, II. Aufl., Bd. I, S. 245) die Trockenlegung von Baugruben anzusehen.

Für alle Sonderfragen sei auf obiges Werk verwiesen.

Im Bürgerlichen Gesetz-Buch ist von dem Anrecht eines Grundstückseigentümers auf das Grundwasser seines Landes nicht die Rede; doch bestimmt § 909, daß dem Boden des Nachbargrundstückes nicht die erforderliche Stütze entzogen werden darf. Hier ist das Reichsgerichtsurteil vom 8. November 1913 gegen die Portlandzementfabrik Saturn zu erwähnen: Saturn hatte auf einem von ihr erworbenen Grundstück eine tiefe, kleine Grube zu Entwässerungszwecken angelegt, wodurch den Weidegrundstücken des Nachbarn das Grundwasser entzogen wurde: die unter der Oberfläche liegende Humusschicht, die aus Moorerde von ungleicher Stärke bestand, trocknete aus, so daß sich nun ganz bedeutende Risse und Unebenheiten zeigten, die im Verein mit der Verkümmernng des Graswuchses durch die Austrocknung das Grundstück zu Weidezwecken ungeeignet machten. Saturn wurde in erster Instanz zu M. 6000 Schadenersatz verurteilt; auf die beim Oberlandesgericht in Kiel eingelegte Berufung hin wurde die Schadenersatzsumme auf M. 4000 herabgesetzt, grundsätzlich wurde die Anwendung des § 909 auf vorliegenden Fall als richtig aufrecht erhalten: zwar seien keine Bestandteile des Bodens des Klägers in die Vertiefung nachgestürzt, doch habe der Boden seine horizontale Stütze verloren. Bezüglich der Entziehung des Grundwassers jedoch mußte zugegeben werden, daß der Grundstückseigentümer berechtigt sei, das in der Grube sich sammelnde Wasser zu beseitigen. Vom Reichsgericht wurde diese Entscheidung bestätigt.

## Schriftenverzeichnis.

- Darcy: Les fontaines publiques de la ville de Dijon 1856.
- Dupuit: Traité théorique et pratique de la conduite et de la distribution des eaux. Paris 1865.
- Piefke, C.: Mitt. über natürliche und künstliche Sandfiltration. Berlin: Seydel 1881.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil. Bd. 3. Die Wasserversorgung der Städte. Leipzig: Engelmann.
- Lorenz, Hans: Techn. Hydromechanik. München u. Berlin: R. Oldenbourg 1910.
- Budau, A.: Kurzgefaßtes Lehrbuch der Hydraulik. Wien-Leipzig 1913.
- Lueger-Weyrauch: Der städt. Tiefbau. Bd. 2: Die Wasserversorgung der Städte. Stuttgart 1914 bzw. 1916.
- Richert, J. Gust.: Die Grundwasser mit besonderer Berücksichtigung der Grundwasser Schwedens. München u. Berlin: R. Oldenbourg 1911.
- Kyrieleis, W.: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin: Julius Springer 1913.
- Bergwald, F.: Grundwasserabsenkung für Gründungen von Bauwerken. München u. Berlin: R. Oldenbourg 1917.
- Keilhack: Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1917.
- Forchheimer: Grundriß der Hydraulik. 1920.
- Enzweiler, M.: Die Grundwasser-Absenkungsmethode in ihrer Anwendung auf den Unterwassertunnelbau. Berlin.
- Prinz, E.: Lehrbuch der Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1923.
- Thiem: Über die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergalerien. Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1870.
- Smreker, O.: Entwicklung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers. Z. V. d. Ing. 1878.
- Das Grundwasser u. seine Verwendung zu Wasserversorgungen. Z. V. d. I. 1879.
- Forchheimer: Über die Ergiebigkeit von Brunnenanlagen und Sickerschlitzten. Z. Arch. Ing.-V. Hannover 1886.
- Grundwasserspiegel bei Brunnenanlagen. Z. öst. Ing.-V. 1898.
- Bredtschneider: Absenkung des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen. Zentralbl. Bauverw. 1898.
- Seyfferth: Grundwasserabsenkung für das Leipziger Wasserwerk. Zentralbl. Bauverw. 1898.
- Rother, M.: Ergiebigkeit unvollkommener Brunnen. Journ. f. Gasbel. 1904.
- Thiele: Die Herstellung von Anlagen zur Wassergewinnung. Journ. f. Gasbel. 1905.
- Prinz, E.: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwasserabsenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906.
- Zimmermann: Die Anwendung von Grundwasserabsenkungen zu Neubauten und Wiederherstellungsarbeiten im Bezirk der Wasserbauinspektion Fürstenwalde. Z. Bauw. 1907.
- Prinz: Bau und Lebensdauer von Brunnenanlagen. Journ. f. Gasbel. 1908.
- Lindley, W.: Heberanordnung mit selbsttätiger Entlüftung. Journ. f. Gasbel. 1909.
- Peters: Pumpversuch der Stadt Magdeburg zur Grundwassererforschung im Fiener Bruch bei Genthin. Zentralbl. Bauverw. 1909.
- Steen, Th.: Mammutpumpen-Anlage zur Untertunnelung der Spree. Zentralbl. Bauverw. 1911.
- Thiem, G.: Einfluß des Gefälles, der Korngröße und der Lagerung auf die Wasserdurchlässigkeit der Geschiebe. Das Wasser 1913.
- Grundwasserspiegel-Absenkung und Entwässerungsarbeiten von Terrains. Z. f. Tiefb. 1913.
- Bohlmann, A.: Die Grundwasserabsenkung bei dem Schleusenbau zu Brunsbüttelkoog. Braunschweig 1913.

- Kemann: Der Spreetunnel der Hoch- und Untergrundbahnen Berlins. Zentralbl. Bauverw. 1913.
- Keilhack, K.: Grundwasserstudien. Z. prakt. Geol. 1913.
- Liez, P.: Aus der Praxis der Grundwasserabsenkung. Z. östr. Ing.-V. 1913.
- Bousset, J.: Die Erweiterungen der Berliner Hoch- und Untergrundbahn vom Jahre 1913. Verkehrstechn. Werke 1914.
- Kreß, H.: Der heutige Stand des Grundwasserhaltungsverfahrens und seine Bedeutung für die Tiefgründungstechnik. Mitt. a. d. Ges. Siemens & Halske-Siemens-Schuckertwerke, Januar 1914.
- Kruse, W.: Über die Beeinflussung von Grundwasserwerken durch Hochwasser. Z. Wasserversorg. 1915.
- Friedrich, P.: Die Beziehungen unseres tieferen artesischen Grundwassers zur Ostsee. Mitt. d. geogr. Ges. i. Lübeck 1916.
- Thiem, G.: Die Entwicklung d. gußeisernen Rohrbrunnens. Z. Wasserversorg. 1917.
- Lummert, R.: Zur Berechnung der Ergiebigkeit von Grundwasserströmen. Journ. f. Gasbel. 1917.
- Koehne, W.: Die Grundwasserbeobachtungen der Landesanstalt für Gewässerkunde. Zentralbl. Bauverw. 1918.
- Thiem, G.: Die hydrologischen Vorarbeiten für eine Grundwasserversorgung der Stadt Danzig. Z. V. d. I. 1919.
- Klut, H.: Baustoffe für Rohrbrunnen. Hygien. Rundsch. 1921.
- Graevell: Erfahrungen bei Gründungen nach dem Gefrierverfahren. Der Grund- u. Gerüstbau 1921.
- Mammutpumpen im Bergbau. Z. V. d. Ing. 1921.
- Rosnow u. Södertälje: Z. Siemens-Bauunion 1921.
- Zur Einführung. Z. Siemens-Bauunion 1921.
- Untergrundbahnen. Z. Siemens-Bauunion 1921.
- Heinrich, C.: Wasserhebung u. Reinigung mit Hydrokompressoren. Bauing. 1922.
- Größte Regenmengen in Italien. Zentralbl. Bauverw. 1922.
- Graevell: Einiges über Gründungen von Bauwerken durch Senkung des Grundwasserspiegels. Der Grund- und Gerüstbau. 1922.
- Hummel: Der Sturzregen im Emschergebiet am 31. Juli und 1. August 1917. Zentralbl. Bauverw. 1922.
- Zunker, F.: Das Temperaturmeßverfahren zur Bestimmung der Sickerwasser- verluste von Kanälen. Zentralbl. Bauverw. 1922.
- Interessante Baustellen der Berliner Nordsüdbahn. Z. Siemens-Bauunion 1922.
- Ein Wasserstandzeiger mit elektrisch betätigter Schreibvorrichtung. Z. V. d. I. 1923.
- Stecher, B.: Stauungen bei Grundwasserabsenkungen als Ursache von Quell- bildungen. Der Grund- und Gerüstbau 1923.
- Grempe: Moderne Grundwasserabsenkung. Der Grund- und Gerüstbau 1923.
- Koschmieder, H.: Die Bewegungsgesetze und die Mengenbestimmung des Grundwassers. Gesundheitsing. 1923.
- Beger, K.: Zur Vorausbestimmung der Grundwasserergiebigkeit für die Wasser- versorgung Danzigs. Bautechnik 1923.
- Schultze, J.: Vom Grundwasser-Senkungsverfahren. Bautechnik 1923.
- Die neuere Entwicklung des Grundwasser-Absenkungsverfahrens. Bau- technik 1923.
- Reichweite und Ergiebigkeit einer Grundwassersenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer. Bautechnik 1923.
- Sichardt: Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens, dargestellt an neueren Ausführungen. Bauing. 1923.
- Hechler, K.: Die Ergiebigkeit und Absenkung artesischer Brunnen. Bau- technik 1923.
- Emersleben, O.: Wie fließt das Grundwasser? Bautechnik 1924.

**Die Wasserkräfte**, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung.

Ein technisch-wirtschaftliches Lehr- und Handbuch. Von Bauinspektor Dr.-Ing. Adolf Ludin. 2 Bände. Mit 1087 Abbildungen im Text und auf 11 Tafeln. Preisgekrönt von der Akademie des Bauwesens in Berlin. (XX u. 1528 S.) Unveränderter Neudruck. 1923.

Gebunden 66 Goldmark / Gebunden 16 Dollar

---

**Über Wertberechnung von Wasserkraften.** Von Dr.-Ing.

Adolf Ludin, und Dr.-Ing. Dr. rer. pol. W. G. Waffenschmidt, Karlsruhe i. B. (Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“, Zeitschrift für das gesamte Bauwesen, 2. Jahrgang, 1921, H. 4.) (II u. 18 S.) 1921. (Auch als „Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V.“ Nr. 3 erschienen.)

0.45 Goldmark / 0.15 Dollar

---

**Der Talsperrenbau und die Deutsche Wasserwirtschaft.**

Eine technische und wirtschaftliche Studie über die Frage der Niedrigwasservermehrung der Ströme aus gemeinsamen Sammelbecken für Hochwasserschutz, Kraftgewinnung, landwirtschaftliche Bewässerung und Schifffahrtzwecke. Von Regierungsbaumeister E. Mattern. (VII u. 100 S.) 1902.

24 Goldmark; gebunden 30 Goldmark / 5.75 Dollar; gebunden 7.15 Dollar

---

**Kulturtechnischer Wasserbau.** Von E. Krüger, Geh. Regierungsrat, ord. Professor der Kulturtechnik an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin. Mit 197 Textabbildungen. (Otzen, „Handbibliothek für Bauingenieure“, III. Teil: Wasserbau. 7. Band.) (X u. 290 S.) 1921.

Gebunden 9.50 Goldmark / Gebunden 2.30 Dollar

---

**Kanal- und Schleusenbau.** Von Friedrich Engelhard, Regierungsrat und Baurat an der Regierung zu Oppeln. Mit 303 Textabbildungen und einer farbigen Übersichtskarte. (Otzen, „Handbibliothek für Bauingenieure“, III. Teil: Wasserbau. 4. Band.) (VIII u. 261 S.) 1921.

Gebunden 8.50 Goldmark / Gebunden 2.05 Dollar

---

**Das Energiewirtschaftsproblem in Bayern.** Eine technisch-wirtschaftlich-statistische Studie. Von Dr.-Ing. Otto Streck, Diplom-Ingenieur.

Mit 23 Textabbildungen. (VIII u. 108 S.) 1923.

3.60 Goldmark; gebunden 4.40 Goldmark / 0.85 Dollar; gebunden 1.05 Dollar

---

**Taschenbuch für Bauingenieure.** Unter Mitwirkung zahlreicher

Fachleute herausgegeben von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. Max Foerster, Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3196 Textfiguren. In zwei Teilen. (XVI u. 2399 S.) 1921.

Gebunden 20 Goldmark / Gebunden 4.80 Dollar

---

**Der Bauingenieur.** Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. Organ des

Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins. Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen mit Beiblatt: Die Bauordnung. Mitteilungen des N.D.I. Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst-Karlsruhe, Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel, Dipl.-Ing. W. Rein-Berlin. Erscheint zweimal monatlich.

50947  
770

**Handbuch der Hydrologie.** Wesen, Nachweis, Untersuchung und Gewinnung unterirdischer Wasser: Quellen, Grundwasser, unterirdische Wasserläufe, Grundwasserfassungen. Zweite, ergänzte Auflage. Von Zivilingenieur E. Prinz. Mit 334 Textabbildungen. (XIII u. 422 S.) 1923.  
Gebunden 18 Goldmark / Gebunden 4.30 Dollar

---

**Zur Bestimmung strömender Flüssigkeitsmengen im offenen Gerinne.** Ein neues Verfahren. Von Dipl.-Ing. Oskar Pöebling, Betriebsleiter des Hydraulischen Institutes der Technischen Hochschule München. Mit 23 Textabbildungen und 1 Tafel. (IV u. 56 S.) 1922.  
1.65 Goldmark / 0.40 Dollar

---

**Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen.** Von Hofrat Professor Dr. Philipp Forchheimer, korr. Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Wien. Mit 20 Textabbildungen. (IV u. 50 S.) 1923.  
2 Goldmark / 0.50 Dollar

---

**Energie-Umwandlungen in Flüssigkeiten.** Von Donát Bánki, Maschineningenieur, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule, Mitglied der Akademie der Wissenschaften zu Budapest.  
Erster Band: Einleitung in die Konstruktionslehre der Wasserkraftmaschinen, Kompressoren, Dampfturbinen und Aeroplane. Mit 591 Textabbildungen und 9 Tafeln. (VIII u. 512 S.) 1921.  
Gebunden 20 Goldmark / Gebunden 4.80 Dollar

---

**Zeichnerische Bestimmung von Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne.** Von Dr.-Ing. Ludwig Mühlhofer. Mit etwa 11 Abbildungen im Text.  
Erscheint im Juni 1924.

---

**Wasserbau-Aufgabensammlung.** Angewandte Hydraulik. Von Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Otto Streck. 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele. Mit 133 Abbildungen. Etwa 800 Seiten. Erscheint im Sommer 1924.

---

**Lehrbuch der Hydraulik für Ingenieure und Physiker.** Von Prof. Dr.-Ing. Theodor Pöschl, o. ö. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag. Mit etwa 150 Textabbildungen. Etwa 75 Seiten.  
Erscheint im Sommer 1924.