

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

2701

drostatischen
Druckverhältnisse bei
massiven Talsperren.

Dr.-Ing. Lange

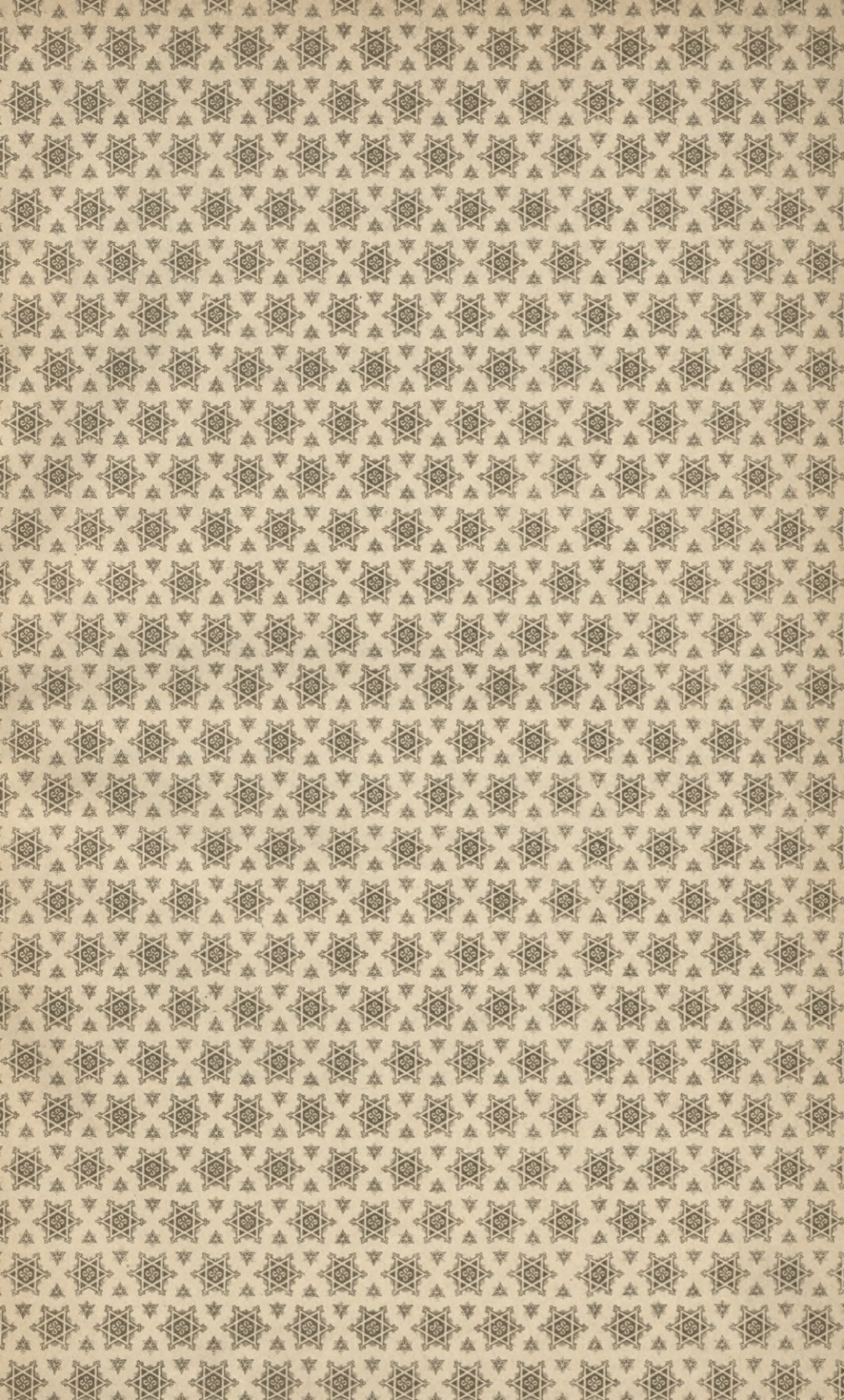
G. 44

76

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297501



Herrn Ministerial- und Oberbaurath

Dr.-Ing. Lympker

unverhütet überreicht

von Hofmann.

Charlottenburg, d. 18. November 1916.

Die hydrostatischen Druckverhältnisse bei massiven Talsperren.

Von

Dipl.-Ing. **Otto Lange,**

Königl. Regierungsbauführer
aus Spandau.

Von der

Herzoglichen Technischen Hochschule Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs

genehmigte Dissertation.

Eingereicht am: 28. Juni 1915.

Referent: Professor Dr. Schlink.

Korreferent: Geheimer Hofrat Professor Möller.



2. H. K.

Leipzig.

Druck von Greßner & Schramm.

1916.

44.76 142 x

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

112701

Veröffentlicht in der Zeitschrift „Das Wasser“,
Leipzig 1916.

Akc. Nr. 1946/49

Meiner verehrten Mutter
und dem Andenken meines Vaters.

Bei Abschluß dieser Abhandlung möchte ich nicht verfehlen, allen den Herren meinen Dank auszusprechen, die mir das nötige Material für die Arbeit in freundlichster Weise zur Verfügung gestellt haben, besonders den Erbauern der Waldecker Talsperre Herrn Regierungs- und Baurat Soldan, Hannoversch-Münden, und Herrn Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Thürнау, Hemfurth (Waldeck).

Charlottenburg, im Mai 1915.

O. Lange.

Übersicht des Lebens- und Bildungsganges.

Name:	Otto Hermann Richard Walter Lange.
Geboren:	1. Mai 1887 zu Spandau.
Konfession:	Evangelisch-lutherisch.
Schulbildung:	Königl. Gymnasium zu Spandau von Ostern 1894 bis Ostern 1906.
Studienzeit:	Von 1906 bis 1911 auf der Königl. Technischen Hochschule zu Berlin.
Ablegung der Diplom-Vorprüfung:	Michaelis 1908 zu Berlin.
Ablegung der Diplom-Hauptprüfung:	16. Dezember 1911 zu Berlin.
Ausbildung als Regierungsbauführer des Wasser- und Straßenbaufaches:	Vom 19. März 1912 bis 22. Mai 1915: bei dem Königl. Bauamt für die Oderregulierung Schwedt a. d. O., bei dem Königl. Meliorationsbauamt Hannover (Bauleitung Sulingen), bei dem Königl. Talsperrenbauamt Hemfurth (Waldeck), bei dem Königl. Hafenbauamt Swinemünde und bei der Königl. Regierung Aurich.
Militärzeit:	Einberufen seit dem 6. August 1915. Teilnahme am Feldzug in Frankreich und Serbien.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung	9
I. Ableitung des Talsperrenquerschnitts ohne Berücksichtigung des Auftriebes	11
II. Der hydrostatische Innendruck bei massiven Talsperren	16
a) Wirkungsweise des Innendruckes	16
b) Vermeidung des Innendruckes	17
1. Abdichtung der Wasserseite	17
2. Anlage einer Innenentwässerung	33
3. Größe des Innendruckes	36
c) Der zu berücksichtigende Innendruck	39
III. Der hydrostatische Sohlendruck bei massiven Talsperren	40
a) Wirkungsweise des hydrostatischen Sohlendruckes	40
b) Abhängigkeit des hydrostatischen Sohlendruckes	41
1. Geologische Verhältnisse:	
Im allgemeinen	41
Im besonderen bei der Oester-, Neye- und Waldecker Talsperre	43
2. Künstliche Mittel, die Entstehung des hydrostatischen Sohlendruckes zu beeinträchtigen	46
Herstellung der Baugrube	46
Tiefe Gründung und Sporn	47
Lehmdecke oder Anschüttung an der Wasserseite	47
Sohlenentwässerung	47
Anordnung derselben bei der Waldecker Talsperre	48
Abgeführte Wassermengen	49
Vorrichtungen zum Messen des hydrostatischen Sohlendruckes	57
1. Allgemeine Beschreibung der Druckmeßvorrichtungen	57
2. Ergebnisse der Druckmessungen an der Sohle:	
Oestertalsperre	57
Neyetalsperre	59
Waldecker Talsperre	60
bei geöffneten Sohlendränagen	61
Einfluß der Sohlendränagen	67
d) Vergleich der Ergebnisse der Druckmessungen bei der Oester-, Neye- und Waldecker Talsperre miteinander	72
e) Wahl der Größe des hydrostatischen Sohlendruckes für die Berechnung	74
f) Einführung des hydrostatischen Sohlendruckes in die Berechnung	76
Schlußbetrachtungen	82
Benutzte Literatur	84

Verzeichnis der wichtigsten Skizzen und Zeichnungen.

	Seite
Apparat für die Mörteldichtigkeitsversuche (Abb. 5)	19
Ergebnisse der Mörteldichtigkeitsversuche mit verschiedenen Dichtungsmitteln (Abb. 6)	23
Querschnitt der Waldecker Talsperre (Abb. 8)	34
Druckmeßvorrichtung im Innern des Mauerwerkes (Abb. 9)	37
Mittlerer monatlicher Innendruck bei der Waldecker Talsperre (Abb. 10)	39
Anordnung der Druckmeßstellen bei der Oester-Talsperre (Abb. 11)	44
Anordnung der Druckmeßstellen bei der Neyetalsperre (Abb. 12)	44
Übersichtskarte des Waldecker Talsperrengebietes (Abb. 13)	45
Ausmündung der Sohlendränagen bei der Waldecker Tal- sperre (Abb. 14)	49
Wassermengen der Sohlendränagen bei der Waldecker Tal- sperre (Abb. 15)	52
Vorrichtung zum Messen des hydrostatischen Sohlendruckes (Abb. 16)	57
Hydrostatischer Sohlendruck bei der Waldecker Talsperre (Abb. 17)	62
Mittlere monatliche Druckhöhen an der Sohle der Waldecker Talsperre (Abb. 18)	63
	Blatt
Ergebnisse der Mörteldichtigkeitsversuche mit Platten ver- schiedenem Alters (Zusatz: Wunnersche Bitumen-Emulsion)	1
Ergebnisse der Mörteldichtigkeitsversuche mit Platten ver- schiedenem Alters ohne besondere Dichtungsmittel	2
Sohlendränagen und Druckmeßvorrichtungen bei der Wal- decker Talsperre; geologischer Plan der Baugrube	3

Einleitung.

Die Zerstörung vieler Talsperren ist neben anderen Ursachen, wie schlechter Bauausführung, ungünstigen Untergrundverhältnissen u. dgl., zum großen Teil der Wirkung des Auftriebes¹⁾, sei es des hydrostatischen Druckes an der Sohle oder des hydrostatischen Innendruckes im Mauerwerk, zuzuschreiben. Von Sperrmauern,

¹⁾ Mit „Auftrieb“ bezeichnet man in der Regel die Resultante der lotrecht gerichteten Pressungen einer Flüssigkeit eines in diese eingetauchten Körpers.

In dieser Abhandlung über den Auftrieb bei Talsperren haben wir es nicht mit einem völlig eingetauchten Körper zu tun, sondern mit einem Körper, der nur an einer Seite und gegebenenfalls an der unteren Fläche eines horizontalen Schnittes vom Wasserdruck getroffen wird. Die horizontalen Kräfte desselben (vgl. Abb. 1)

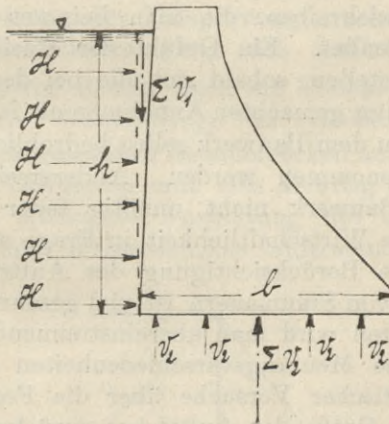


Abb. 1.

kommen für den Auftrieb nicht in Betracht. Der Auftrieb ist also eigentlich nach der Figur:

$$A = \Sigma V_2 - \Sigma V_1.$$

Hierin ist Σv_1 gleich dem Gewicht der auf der geneigten Mauerfläche lastenden Wassermenge und Σv_2 gleich der Summe der hydrostatischen Drücke an der unteren Fläche eines horizontalen Schnittes. Die Kraft Σv_1 soll der Übersichtlichkeit wegen als vertikal nach unten wirkende Last bei der Berechnung der Talsperren berücksichtigt werden, so daß hier mit Auftrieb nur die Kraft Σv_2 bezeichnet werden möge. Der Auftrieb in einem horizontalen Schnitt durch die Mauer selbst soll auch „Innendruck“ und der Auftrieb an der Sohle „hydrostatischer Sohlendruck“ genannt werden.

die in erster Linie durch das Eintreten von Auftrieb zerstört worden sind, sind zu nennen: die Habrasperre, der Staudamm des Sig, die Sperrmauer bei Bouzey, die Austintalsperre u. a. m.

Wenn auch zweifelsfrei nachgewiesen ist, daß zu der Zerstörung dieser Sperrmauern der Auftrieb beigetragen hat, so ist doch heute die Frage noch nicht einwandfrei gelöst, in welcher Weise der Auftrieb wirkt, und welche Größen er praktisch annimmt. Daher kommt es, daß die eine Talsperre unter Annahme des vollen hydrostatischen Innen- und Sohlendruckes, die andere ohne Berücksichtigung jeden Auftriebes berechnet ist; die eine Talsperre wird also verhältnismäßig schwach, die andere überaus stark gebaut sein, so daß ihre Baukosten sehr groß werden und ihre Wirtschaftlichkeit herabgemindert wird. Wenn trotzdem in beiden Fällen das Bauwerk dem Wasserdruck standhält, so ist dies nicht zuletzt der Sorgfalt zuzuschreiben, die man bei uns der Bauausführung zuwendet. Ein Gefühl der Unsicherheit wird sich aber einstellen, sobald sich die bei der Standfestigkeitsberechnung gemachten Annahmen als falsch erweisen, auch wenn an dem Bauwerk selbst bedrohliche Anzeichen nicht wahrgenommen werden. Andererseits wird man jedoch das Bauwerk nicht unnötig teuer machen und dadurch seine Wirtschaftlichkeit in Frage stellen wollen.

Über die Berücksichtigung des Auftriebes bei der Berechnung von Staumauern ist viel geschrieben worden, aber nur selten wird man übereinstimmende Meinungen finden. Diese Meinungsverschiedenheiten sind auf das Fehlen praktischer Versuche über die Feststellung der tatsächlichen Größe des Auftriebes zurückzuführen.

In neuester Zeit sind nun bei einigen Talsperren Vorrichtungen getroffen und Versuche gemacht worden, den hydrostatischen Druck sowohl an der Sohle als auch im Innern des Mauerkörpers zu messen und seine Wirkung zu beeinflussen.

Für 1 lfd. m der Mauer ist also in einem Horizontalschnitt der Auftrieb, wenn er in voller Wirksamkeit vorhanden ist (vgl. Abb.):

$$A = \Sigma v_2 = \gamma \cdot h \cdot b \quad \text{t/lfd. m.}$$

Hierin ist γ das spezifische Gewicht des Wassers, h der Abstand des Schnittes vom Wasserspiegel und b die Breite des Querschnittes. Setzt man $\gamma = 1 \text{ t/cbm}$, so erhält man den Auftrieb:

$$A = h \cdot b \quad \text{t/m.}$$

Unter Benutzung dieser Versuche und ihrer Ergebnisse, soweit sie zurzeit vorliegen, soll in dieser Schrift über „die hydrostatischen Druckverhältnisse bei massiven Talsperren“ versucht werden, die Frage zu lösen, in welcher Weise beim Entwerfen von Sperrmauern ein Auftrieb im Innern des Mauerkörpers oder an der Sohle zu berücksichtigen ist.

Die aufgelöste Bauweise soll hier nicht erörtert werden, weil in Deutschland bisher Talsperren nur als Sand- oder Mauerwerksdämme ausgeführt sind und man voraussichtlich in absehbarer Zeit von diesen bewährten Bauarten nicht abgehen wird. Die Sanddämme kommen bei der Erörterung des Auftriebes nicht in Betracht.

I. Ableitung des Talsperrenquerschnittes ohne Berücksichtigung des Auftriebes.

Die Talsperren dienen dazu, ein Flußtal abzusperren und eine gewisse Wassermenge des betreffenden Flusses in dem oberhalb gelegenen Sammelbecken aufzuspeichern. Die Form der Talsperren muß also derartig sein, daß sie bei möglichst sparsamer Ausbildung des Querschnittes den infolge des Wasserdruckes auftretenden Kräften standhält.

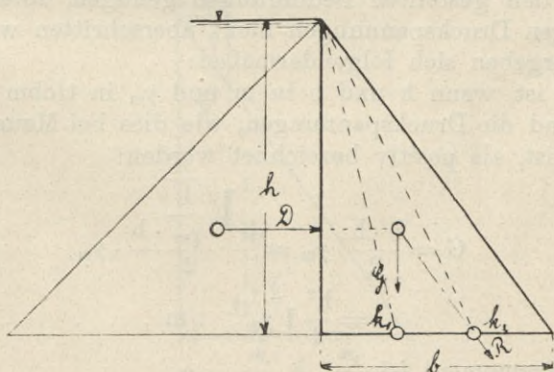


Abb. 2.

In der Abb. 2 ist für 1 lfd. m der Wasserdruck:

$$D = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma_w \dots \dots \dots 1)$$

und das Mauerwerksgewicht:

$$G = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \gamma_m \dots \dots \dots 2)$$

wobei γ_w das Gewicht eines cbm Wasser und γ_m das Gewicht eines cbm Mauerwerk bedeutet.

Sollen bei leerem oder vollem Becken keine Zugspannungen auftreten — eine Forderung, die aus weiter unten dargelegten Gründen zu stellen ist —, so muß die Resultante aus Mauerwerkslast und Wasserdruck im Kern bleiben, d. h. im äußersten Fall darf sie durch die Kernpunkte k_1 oder k_2 gehen. Für ein leeres Becken, wenn also $D=0$ ist, trifft bei einem dreieckförmigen Querschnitt G den Kernpunkt k_1 . Soll die Resultante bei gefülltem Becken durch k_2 gehen, so muß sein:

$$D \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{3} \quad \text{oder}$$

$$\frac{h^2}{2} \cdot 1 \cdot \frac{h}{3} = \frac{h \cdot b}{2} \cdot \gamma_m \cdot \frac{b}{3} \quad \text{oder}$$

$$b = h \sqrt{\frac{1 \text{ t/cbm}}{\gamma_m \text{ t/cbm}}} \dots \dots \dots 3)$$

Ein rechtwinklig dreieckiger Mauerquerschnitt mit der Höhe h und der Breite $b = h \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}$ würde also bei einfachen Verhältnissen unter Vernachlässigung des Auftriebes den gestellten Bedingungen genügen, sofern die zulässigen Druckspannungen nicht überschritten werden. Diese ergeben sich folgendermaßen:

Es ist, wenn h und b in m und γ_m in t/cbm eingesetzt und die Druckspannungen, wie dies bei Mauerwerk üblich ist, als positiv bezeichnet werden:

$$\begin{aligned} G &= \frac{b \cdot h}{2} \cdot \gamma_m = \frac{h \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} \cdot h}{2} \cdot \gamma_m \\ &= \frac{h^2}{2} \sqrt{\gamma_m} \text{ t/m} \dots \dots \dots 4) \end{aligned}$$

Das Kernmoment ist:

$$M_{k_2} = G \cdot \frac{b}{3} \quad \text{oder}$$

$$M_{k_2} = \frac{h^2}{2} \sqrt{\gamma_m} \cdot \frac{h}{3} \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} = \frac{h^3}{6} \text{ tm} \quad 5)$$

Das Widerstandsmoment des Querschnittes ist:

$$W = \frac{1 \cdot b^2}{6} = \frac{h^2}{6\gamma_m} \text{ m}^3 \quad \dots \quad 6)$$

Dann ergibt sich:

$$\sigma = \frac{h^3}{6} \cdot \frac{6\gamma_m}{h^2} = h \cdot \gamma_m \text{ t/m}^2 \quad \text{oder}$$

$$\sigma = 0,1 h \cdot \gamma_m \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \quad 7)$$

Bei gefülltem Becken ist in diesem Fall an der Wasserseite $\sigma_w = 0$ und an der Luftseite $\sigma_1 = 0,1 h \gamma_m \text{ kg/cm}^2$, bei leerem Becken wird $\sigma'_w = 0,1 h \gamma_m \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma'_1 = 0$.

Nimmt man für gutes Bruchsteinmauerwerk in Trassmörtel eine zulässige Druckspannung von nur 10 kg/cm^2 und $\gamma_m = 2,3 \text{ t/cbm}$ an, so bleibt die Spannung noch in zulässigen Grenzen bis zu einer Höhe von:

$$h = \frac{10}{0,1 \gamma_m} = \sim 43 \text{ m}$$

Bei größerer Höhe muß man die Mauer verbreitern. Dies wird auch an der Sohle erforderlich, wo der Felsuntergrund nicht so stark beansprucht werden darf wie das Mauerwerk.

In der Regel dient eine Talsperre auch als Verbindung beider Talhänge für den Fußgänger und Fuhrwerkverkehr. Es muß deshalb oben auf der Sperrmauer eine Verbreiterung geschaffen werden, die gleichzeitig

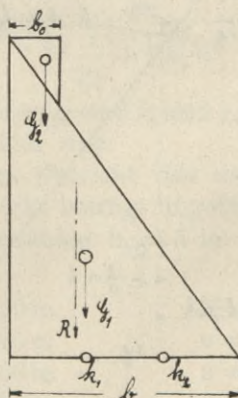


Abb. 3.

als Bedienungssteg benutzt wird. Bleibt die Wasserseite der Sperre vertikal, so müssen bei leerem Becken Zugspannungen an der Luftseite entstehen, weil $R = G_1 + G_2$ (vgl. Abb. 3) außerhalb des Kernes verlaufen würde.

Dies kann dadurch vermieden werden, daß man der Mauer an der Wasserseite einen Anzug gibt oder den Aufbau so breit macht, daß G_1 mit G_2 in eine Linie über k_1 fällt; dann muß sein (vgl. Abb. 3):

$$2/3 b_0 = 1/3 b \quad \text{oder}$$

$$b_0 = \frac{b}{2} \dots \dots \dots 8)$$

Hierdurch würden große Mauerwerksmassen entstehen. Bei den Talsperren in Deutschland beträgt die Breite der Mauerkronen etwa 3 bis 6 m. Man gibt deshalb lieber der Wasserseite eine Neigung, die auch zur Herabminderung der Spannungen und aus weiter unten erörterten Gründen erwünscht ist.

Die vorteilhafteste Neigung des wasserseitigen Anzuges ist abhängig von der Höhe und läßt sich berechnen. Unter der Annahme, daß bei leerem Becken — ein volles ist hier von keiner Bedeutung — unter möglichster Ausnutzung des Querschnittes an der Luftseite keine Zugspannungen auftreten dürfen, ergibt sich nach der Abb. 4 folgende Gleichung:

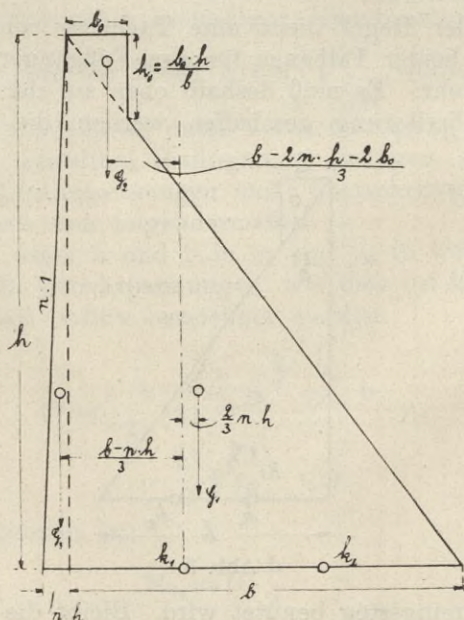


Abb. 4.

$$G_1 \cdot \frac{2}{3} n \cdot h - G_2 \cdot \frac{b - 2n \cdot h - 2b_0}{3} - G_3 \cdot \frac{b - n \cdot h}{3} = 0$$

oder, wenn man die Werte für G_{11} , G_2 und G_8 einsetzt:

$$\frac{b \cdot h}{2} \gamma_m \cdot \frac{2}{3} n h - \frac{b_0^2}{2b} h \gamma_m \cdot \frac{b}{3} + \frac{b_0^2 h}{2b} \gamma_m \cdot \frac{2 n h}{3} + \frac{b_0^2 \cdot h}{2b} \gamma_m \cdot \frac{2}{3} b_0 - \frac{n h^2}{2} \gamma_m \frac{b}{3} + \frac{n h^2}{2} \gamma_m \cdot \frac{n h}{3} = 0$$

Da n sehr klein ist, kann das Glied mit n^2 vernachlässigt werden. Setzt man nach Gleichung 3)

$$b = h \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}},$$

so erhält man:

$$n h^3 \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} - \frac{b_0^2 h}{2} + \frac{n b_0^2 h}{\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}} + \frac{b_0^3}{\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}} - \frac{n h^3}{2} \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} = 0 \text{ oder}$$

$$\frac{b_0^2}{2} h - \frac{b_0^3}{\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}}$$

$$n = \frac{\frac{b_0^2}{2} h - \frac{b_0^3}{\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}}}{h^3 \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} + \frac{b_0^2 h}{\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}} - \frac{h^3}{2} \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}} \text{ oder}$$

$$n = \frac{b_0^2 \cdot h \sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} - 2 b_0^3}{h^3 \frac{1}{\gamma_m} + 2 b_0^2 h} \dots \dots \dots 9)$$

In dieser Gleichung sind b_0 und γ_m konstant, während n und h veränderlich sind.

Das spezifische Gewicht des meistens verwendeten Bruchsteinmauerwerks beträgt ungefähr 2,3 bis 2,35 t/cbm.

Unter der Annahme $b_0 = 5$ m und $\gamma_m = 2,3$ t/cbm erhält man für

$h = 20$ m	$n = 0,018$
$h = 25$ m	$n = 0,020$
$h = 30$ m	$n = 0,018$
$h = 35$ m	$n = 0,016$
$h = 40$ m	$n = 0,014$
$h = 45$ m	$n = 0,012$
$h = 50$ m	$n = 0,010$
$h = 55$ m	$n = 0,009$
$h = 60$ m	$n = 0,008$

Der Anzug wird am besten geradlinig ausgebildet, und zwar wird man ihm die größte der errechneten Neigung geben, also $n = 0,02 = 1:50$ wählen, weil dann in keiner Fuge Zugspannungen auftreten können. Wenn bei größerer Höhe der Sperre die zulässigen Spannungen überschritten werden, so kann man in eine flachere Neigung übergehen, um dadurch den Querschnitt zu verbreitern.

Eine Verkehrslast auf der Mauerkrone ist nicht berücksichtigt, weil sie im Verhältnis zum Gewicht der großen Mauerwerksmassen keinen wesentlichen Einfluß auf die Gestaltung der Wasserseite einer Sperrmauer hat und der Größtwert für $n = 1:50$ gewählt ist.

II. Der hydrostatische Innendruck bei massiven Talsperren.

a) Wirkungsweise des Innendruckes.

Ein nach den oben dargelegten Gesichtspunkten entworfenen Querschnitt für eine Talsperre erfüllt nicht mehr die gestellten Bedingungen, sobald bei gefülltem Becken Auftrieb, sei es im Innern des Mauerkörpers oder an der Sohle des Bauwerkes, entsteht. An der Wasserseite treten dann Zugspannungen und unter Umständen ein Klaffen der Fugen oder ein Abheben des wasserseitigen Mauerfußes ein, so daß das Wasser mit voller Kraft in die Fugen oder unter den Fuß der Mauer gepreßt wird. Hierdurch werden die statischen Verhältnisse vollständig geändert.

Betrachten wir zunächst den Innendruck näher, und zwar:

- a) welche Wirkung er ausübt, wenn Druckwasser in das Mauerwerk eindringt,
- b) durch welche Vorrichtungen das Eindringen von Druckwasser vermieden oder doch unschädlich gemacht wird, und
- c) welcher Innendruck trotz dieser Maßnahmen zu erwarten ist.

Entsteht aus irgendwelchen Ursachen ein horizontaler Riß an der Wasserseite und kann infolgedessen das Wasser in das Mauerwerk eindringen, so wird an der Wasserseite der volle Auftrieb herrschen, der gleich ist dem

Druck der Wassersäule, gemessen vom Wasserspiegel bis zur Höhenlage der Fuge. Ist diese an der Luftseite geschlossen und wird das Preßwasser dort am Austritt gehindert, so muß sich der volle Auftrieb über die ganze Fuge erstrecken. In der Regel aber wird das poröse Mauerwerk das eingedrungene Wasser bis zum Austritt an der Luftseite durchlassen. Infolge des sehr großen Widerstandes, den das Wasser beim Durchdringen des Mauerkörpers findet, nimmt der Auftrieb allmählich ab und wird an der Luftseite gleich 0 oder doch annähernd gleich 0 sein.

Ein solcher horizontaler Riß kann, abgesehen von besonderen Naturereignissen, wie Erdbeben u. dgl., entstehen, wenn an der Wasserseite Zugspannungen vorhanden sind, die bei etwa noch infolge der Porosität des Mauerwerkes hinzutretendem Innendruck unter Umständen so groß werden können, daß das Mauerwerk sie nicht aufnehmen kann. Man muß deshalb bestrebt sein, das Eintreten solcher Risse zu verhindern, weil sie die Anfänge von Zerstörungen des Bauwerkes sein können (vgl. den Einsturz der Talsperre bei Bouzey), indem durch das Durchsickern des Wassers Aussinterungen entstehen oder durch eintretenden Frost das Mauerwerk zerstört werden kann oder indem die tragende Fläche verkleinert und die Festigkeit des Mauerwerkes durch auftretenden Porendruck herabgemindert wird.

Es ist nämlich durch Versuche des Kgl. Materialprüfungsamtes zu Berlin-Lichterfelde-West festgestellt, daß durch auftretenden Porendruck die Festigkeit des Mauerwerkes abnimmt, und zwar ist die Festigkeitsabnahme um so größer, je leichter das Druckwasser in das Mauerwerk eindringen kann. Verschafft man dagegen dem eingedrungenen Wasser auch einen bequemen Austritt aus dem Mauerwerk, so ist der ungünstige Einfluß des Porendruckes weniger wirksam. Die Versuche sind in den „Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt“ 1912 Ergänzungsheft I veröffentlicht worden.

b) Vermeidung von Innendruck.

1. Abdichtung der Wasserseite.

Um das Eindringen von Wasser in das Mauerwerk nach Möglichkeit zu verhindern, ist bei allen Talsperren an der Wasserseite eine Dichtung vorgesehen. Diese

Abdichtungsschicht muß widerstandsfähig gegen Ribildung und möglichst wasserundurchlässig sein. Ein Schutz gegen das Entstehen von vertikalen Rissen infolge Temperaturschwankungen wird in der bogenförmigen Grundrißanordnung gewährt, welche der Mauer eine entsprechende Bewegung gestattet, ohne daß erhebliche Spannungen auftreten. Haarrisse, die trotzdem entstanden sind, werden durch den Wasserdruck geschlossen und unschädlich gemacht.

Bei den meisten Talsperren in Deutschland ist zur Abdichtung eine Putzschicht gewählt, die mit einem wasserabhaltenden Anstrich versehen ist. Neuerdings hat man daran gedacht, Metalldichtungen in Gestalt einer Eisen- oder Bleihaut auszuführen. Die letztere kommt wegen zu großer Kosten nicht in Betracht. Bei Anwendung der Eisenhaut ist vorgeschlagen worden, den Schutzmantel als tragenden Teil wegen der großen Haftspannungen des Mörtels am Eisen mitzurechnen und so an Mauerwerk zu sparen. Es erscheint aber zweifelhaft, ob sich in diesem Fall eine so innige Verbindung des Eisens mit Mauerwerk herstellen läßt wie beim Eisenbeton. Auch treten konstruktive Schwierigkeiten auf, die Eisenbleche auf der Baustelle vollkommen dicht miteinander zu verbinden. Da sich eine Eisenhaut als Abdichtung, wenn man den Schutzmantel nicht als tragenden Teil mitrechnet, gleichfalls ziemlich teuer stellt, so sind bisher in Deutschland Metallabdichtungen nur selten ausgeführt worden, und man ist bei der alten bewährten Abdichtungsart geblieben, einem 2 bis 3 cm starken Zementputz, der mit einem wasserabhaltenden Anstrich versehen ist oder dem dichtende Zusätze beigegeben sind. Gegen äußere Angriffe, wie Wellenschlag, Eis, Frost, Sonnenbestrahlung usw., wird die Dichtungsschicht durch einen Mantel aus Mauerwerk geschützt, der sich gegen die auf S. 14 erwähnte geneigte Fläche der Wasserseite der Mauer lehnt.

Mörteldichtigkeitsversuche.

Eine völlige Dichtigkeit hat man noch bei keiner Talsperre erreicht. Sie ist abhängig von der Art des gewählten Dichtungsmittels und der Sorgfalt der Ausführung. Bei dem Königl. Talsperrenbauamt in Hemfurth sind Versuche auf Wasserdichtigkeit verschiedener

Mittel angestellt worden, die teilweise vom Verfasser ausgeführt worden sind und im folgenden näher beschrieben werden sollen. Eine Veröffentlichung über diese Versuche ist noch nicht erfolgt.

Man hat zwei Dichtungsarten zu unterscheiden: entweder man versieht den Putz mit einem wasserabweisenden Anstrich oder man setzt dem Putzmörtel dichtende Mittel zu.

Für die Versuche wurden Platten von 43 cm Durchmesser mit einer durchlässigen Betonschicht von 5 cm und einer 2,5 cm starken Putzschicht hergestellt. Auf dieser war der zu untersuchende Anstrich aufgetragen oder ihrem Mörtel war das zu untersuchende Dichtungsmittel beigemischt.

Apparat für die Mörteldichtigkeitsversuche.

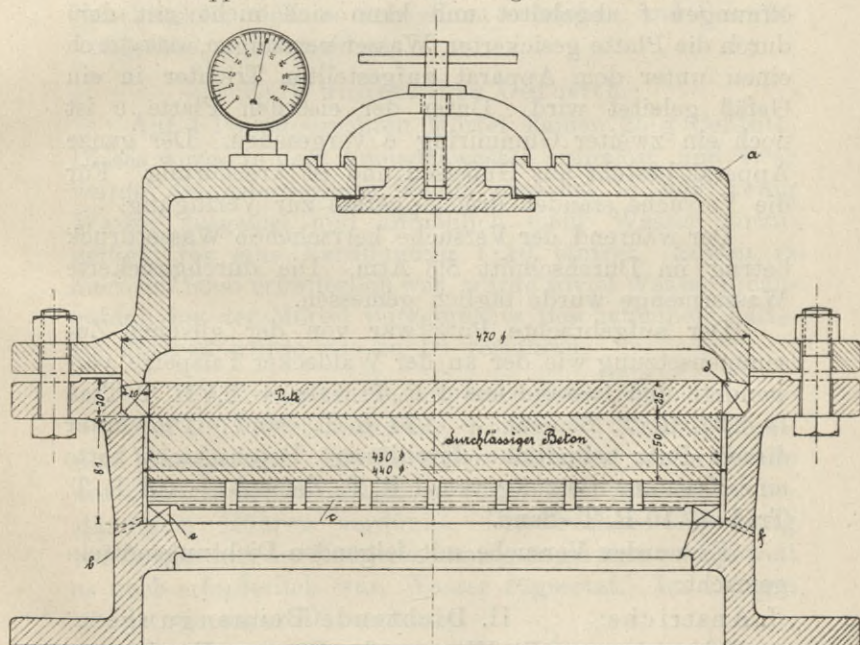


Abb. 5.

Die Platten sind in dem durch Abb. 5 dargestellten, von der Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft, vorm. Beck und Henkel, Kassel gelieferten Apparat eingespannt worden, der mit einem Hochbehälter durch ein Wasserleitungs-

rohr verbunden ist. An dem Deckel des Apparates a befindet sich ein Manometer, um den Wasserdruck über der Platte zu kontrollieren, ferner der Anschluß an die Wasserleitung, ein durch einen besonderen Deckel verschließbares Handloch und zwei Hähne, durch welche Luft bzw. Wasser abgelassen werden kann. Das Unterteil b, auf dem der Deckel ruht, enthält die zu untersuchende Scheibe. Um diese bei einem Druck von rund 5 Atm. nicht auf Biegung zu beanspruchen, befindet sich unter der Betonscheibe eine durchlöchernte Eisenplatte c, die auf einem nasenartigen Vorsprung an dem Unterteil des Apparates liegt. Damit das Druckwasser über der Platte nicht an ihrem Rand entlang fließen kann, ist die Gummidichtung d vorgesehen. Sollte trotzdem noch etwas Wasser zwischen Gummidichtung und Platte hindurchtreten, so wird dieses durch die Seitenöffnungen f abgeleitet und kann sich nicht mit dem durch die Platte gesickerten Wasser vereinigen, das durch einen unter dem Apparat aufgestellten Trichter in ein Gefäß geleitet wird. Unter der eisernen Platte c ist noch ein zweiter Gummiring e vorgesehen. Der ganze Apparat besteht aus Gußeisen und ist kreisförmig. Für die Versuche standen drei Apparate zur Verfügung.

Der während der Versuche herrschende Wasserdruck betrug im Durchschnitt 5,3 Atm. Die durchgesickerte Wassermenge wurde täglich gemessen.

Der aufgebrauchte Putz war von der gleichen Zusammensetzung wie der an der Waldecker Talsperre verwendete und bestand aus 1 R. T. Kalk + 2,5 R. T. Traß + 3,37 R. T. Zement + 8,74 R. T. Sand. Die unter diesem Putz befindliche durchlässige Betonschicht hatte eine Zusammensetzung von 1 R. T. Zement + 0,8 R. T. Traß + 10 R. T. Sand.

Es wurden Versuche mit folgenden Dichtungsmitteln gemacht:

- | | |
|-----------------|------------------------------------|
| I. Anstriche: | II. Dichtende Beimengungen: |
| A) Siderosthen, | D) Wunnersche Bitumen-Emulsion, |
| B) Inertol, | E) Wunnersches Ceresith, |
| C) Nigrit. | F) Elsässische Asphalt-Emulsion, |
| | G) Andernachsche Bitumen-Emulsion. |

Außerdem wurden, um den Einfluß des Dichtungsmittels kennen zu lernen, auch Versuche mit Putzmörtel ohne Anstriche oder Zusätze (R-Platten) angestellt.

Die Herstellung der Probekörper war folgende:

Die mit einem Anstrich versehenen A-, B- und C-Platten wurden zweimal gestrichen. Der erste Anstrich wurde aufgebracht, nachdem der Mörtel vollständig getrocknet war, und der zweite nach Trocknung des ersten Anstriches.

D) Wunnersche Bitumen-Emulsion.

Es wurde ein regelrechter Mörtel von der oben angegebenen Zusammensetzung hergestellt; dann wurde Wunnersche Bitumen-Emulsion zugegeben und das Ganze noch einmal gut durcheinander gerührt. Auf 1 l Mörtel wurden 25 g Wunnersche Bitumen-Emulsion gerechnet. Vor dem Aufbringen der 2,5 cm starken Putzschicht mußte die Oberfläche des durchlässigen Betons gut gereinigt und angehäßt werden. Die Putzfläche wurde oben mit der Stahlkelle geglättet und einige Tage nach Fertigstellung der Platte feucht gehalten, um dem Mörtel die Feuchtigkeit nicht so schnell zu entziehen und Schwindungsrisse zu vermeiden.

E) Wunnersches Ceresith.

Auf 1 l putzgerechten Mörtel kamen 25 g Ceresith. Dieses wurde in dem Anmachewasser aufgelöst, und zwar wurde die erforderliche Menge zunächst in nur wenig Wasser aufgelöst und allmählich mehr Wasser hinzugefügt, bis eine Verdünnung 1:10 eintrat. Soweit es hiernach noch erforderlich war, wurde soviel Wasser hinzugefügt, bis der Mörtel putzgerechte Beschaffenheit hatte. Im übrigen wurde wie zu D) verfahren.

F) Elsässische Asphalt-Emulsion.

Auf 100 l Mörtelmischung wurden 3 l Asphalt-Emulsion hinzugefügt. Die Emulsion wurde in einem Gefäße unter langsamem Hinzugießen von Wasser und unter beständigem Rühren verdünnt. Die trockene Mischung wurde also mit der Emulsionslösung angerührt und, soweit es noch erforderlich war, Wasser zugesetzt. Im übrigen wurde wie unter D) verfahren.

G) Andernachsche Bitumen-Emulsion.

Der Mörtel wurde putzgerecht hergestellt und ihm dann eine solche Menge Emulsion zugesetzt, daß auf 4 l Mörtel $\frac{1}{4}$ l Emulsion kam. Dann wurde die Mischung noch einmal tüchtig durchgearbeitet. Sonst wurde wie unter D) verfahren.

Die Versuche sollten zeigen, ob sich dichtende Anstriche besser als Zusätze für die Abdichtung von Talssperren eignen. Da es darauf ankam, möglichst viele Dichtungsmittel in der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit zu untersuchen, mußten die einzelnen Versuche oft früher abgebrochen werden, als es erwünscht war.

Sowohl Platten mit verschiedenen Dichtungsmitteln, wie auch Platten mit dem gleichen Dichtungsmittel verhielten sich während des Versuches oft sehr ungleichartig. Es konnten daher manche Platten bald wieder aus dem Apparat genommen werden, während andere längere Zeit untersucht werden mußten. Die leeren Apparate wurden sofort wieder mit neuen Platten besetzt, so daß das Alter der zu untersuchenden Platten beim Einspannen sehr verschieden war.

In Abb. 6 und auf Blatt 1 u. 2 sind die Ergebnisse der Versuche durch Kurven veranschaulicht. Als Abszissen sind die Anzahl der Tage und als Ordinaten die durchgesickerten Wassermengen aufgetragen. Ferner sind in der Tabelle I auf S. 24/25 die wichtigsten Merkmale, die sich im Laufe jedes Versuches zeigten, zusammengestellt. Die Erhärtungsdauer bis zur Ausführung des Versuches ist bei den mit Anstrich versehenen Platten von der Herstellung des zweiten Anstriches an und bei den Platten mit einem Zusatz von der Herstellung des Putzes an gerechnet. Für die mit Anstrich versehenen Platten ist die Anzahl der Tage von der Herstellung des Putzes bis zum Versuch in Klammern beigefügt.

Die angestellten Versuche zeigen, daß die durchgesickerte Wassermenge im Laufe der Untersuchungen abnimmt, die Durchlässigkeit der Platten also allmählich geringer wird. Einige Platten sind sogar völlig dicht geworden. Die Schaulinie geht in diesem Falle in eine Parallele zur Abszissenachse über. Andere Platten lassen am Schlusse des Versuches eine annähernd konstante Wassermenge durch; der Abdichtungsvorgang ist zur Ruhe gekommen, bevor eine völlige Dichtigkeit erreicht worden ist. In diesem Fall gehen die Kurven in eine nach rechts ansteigende gerade Linie über. Endlich mußte bei mehreren Platten der Versuch abgebrochen werden, bevor der Abdichtungsvorgang beendet war.

Betrachten wir jetzt die Ergebnisse der einzelnen Versuche (vgl. Abb. 6).

Tabelle I. Ergebnisse der

Laufende Nr.	Dichtungsmittel	Bezeichnung der Platte	Erhärtungsdauer bis zum Einspannen	Dauer des Versuches Tage	Mittl. Wasserdruck über der Platte Atm	Durchge-		
						1 Tag nach Beginn des Versuches	am Schluß des Versuches	
1	Siderosthen	A ₁	12 (34) Tg.	28	5,3	0	0	
2		A ₂	17 (36) Tg.	26	5,3	2325	46	
3		A ₃	6 (12) Tg.	32	5,3	350	1	
4	Inertol	B ₁	12 (32) Tg.	28	5,3	740	22	
5		B ₂	13 (33) Tg.	29	5,3	1	0	
6		B ₃	29 (48) Tg.	28	5,3	2840	160	
7	Nigrit	C ₁	9 (19) Tg.	28	5,3	153	19	
8		C ₂	30 (39) Tg.	28	5,3	0	3	
9		C ₃	7 (33) Tg.	29	5,3	0	30	
10	Wunnersche Bitumen-Emulsion	D ₁	27 Tage	30	5,3	3355	50	
11		D ₂	35 Tage	34	5,3	3110	51	
12		D ₃	41 Tage	66	5,3	4000	42	
13		D ₄	31 Tage	21	5,3	0	0	
14	Wunnersches Zeresith	E ₁	19 Tage	32	5,3	6000	175	
15		E ₂	74 Tage	28	5,3	370	130	
16	Elsässische Asphalt-Emulsion	F ₁	25 Tage	30	5,3	9300	810	
17		F ₂	69 Tage	8	5,3	0	0	
18		F ₃	87 Tage	18	5,3	0	0	
19	Andernachsche Bitumen-Emulsion	G	35 Tage	34	5,3	910	61	
20	Wunnersche Bitumen-Emulsion	D ₅	6 Wochen	76	5,3	1	0	
21		D ₆	6 Wochen	76	5,3	0	0	
22		D ₇	6 Wochen	76	5,3	590	2	
23		D ₈	3 M. 12 Tg.	100	5,3	0	0	
24		D ₉	3 M. 9 Tg.	100	5,3	83	0	
25		D ₁₀	3 M. 9 Tg.	100	5,3	670	20	
26		D ₁₁	6 M. 10 Tg.	133	5,3	3765	148	
27		D ₁₂	6 M. 6 Tg.	133	5,3	1900	72	
28		D ₁₃	6 M. 11 Tg.	133	5,3	2880	170	
29		D ₁₄	14 M. 7 Tg.	180	5,3	9330	210	
30		D ₁₅	14 M. 7 Tg.	180	5,3	7710	95	
31		Putzmörtel ohne besonderes Dichtungsmittel	R ₁	6 Monate	85	5,3	1870	125
32			R ₂	6 Monate	85	5,3	5270	55
33			R ₃	6 Monate	85	5,3	4600	8
34			R ₄	13 M. 16 Tg.	170	5,3	2380	135
35	R ₅		13 M. 15 Tg.	171	5,3	2770	85	
36	R ₆		13 M. 15 Tg.	170	5,3	6510	525	

Mörteldichtigkeitsversuche.

durchschnittlich	sickerte Wassermenge ccm/Tag				Gesamte während d. ganzen Versuches durchgesickerte Wassermenge ccm	Bemerkungen
	max.		min.			
	nach Tagen	ccm/Tag	nach Tagen	ccm/Tag		
0	3	1	5	0	2	{ An 2 Tagen während des ganzen Versuches ist je 1 ccm durchgesickert.
249	1	2325	20	31	6472	
35	1	350	31	1	1110	
106	1	740	26	20	2960	
0	2	1	3	0	1	
829	2	2870	28	160	23212	
52	1	153	22	15	1454	{ Anfangs war die an 1 Tag durchgesickerte Wassermenge = 0; sie nahm dann zu, sank nach 14 Tagen wieder auf 0 und stieg darauf wieder.
1	17	4	14	0	37	
40	4	105	24	19	1172	
451	1	3355	30	50	13528	
356	1	3110	33	39	12113	
485	1	4000	65	22	32037	
6	2	16	21	0	128	
900	1	6000	26	160	28803	
376	9	780	28	130	10527	Die seitlichen Entlastungslöcher brachten dauernd Wasser
2216	1	9300	29	780	66465	
0	—	0	—	0	0	
0	—	0	—	0	0	
213	1	910	32	50	7240	
7	7	15	53	0	546	
3	14	44	53	0	257	
41	1	590	73	2	3125	
1	14	6	37	0	82	
7	1	83	93	0	699	
143	4	1420	97	17	14290	
937	2	5850	131	100	124558	
359	2	3485	131	55	47752	
818	5	4930	132	110	108822	
728	1	9930	(180)	210	109245	
988	(2)	(14290)	150	95	148208	
	1	7710	(180)			
731	5	4000	82	109	62155	
689	3	5550	84	51	58598	
906	3	7500	84	7	76994	
424	2	2750	169	118	73010	
462	2	2810	169	70	79045	
1139	1	6510	168	460	193664	

Anstriche.

Siderosthen.

Die Platte A_1 hatte nur an 2 Tagen je 1 ccm Wasser durchgelassen, während die Platten A_2 und A_3 auch am Schluß des Versuches nicht ganz dicht waren. Beim Ausspannen dieser Scheiben zeigte sich, daß A_2 zwei kreuzweis über die Platte verlaufende Risse hatte, die wahrscheinlich infolge zu festen Anziehens des Deckels entstanden waren, während A_3 einen Haarriß aufwies, sonst hätte wohl auch diese Platte völlige Dichtigkeit erlangt.

Inertol.

Die mit Inertol gestrichenen B-Platten zeigten ein ähnliches Verhalten wie die A-Platten. B_2 war bereits nach 3 Tagen völlig dicht geworden. B_1 hatte am Schlusse des Versuches eine geringe annähernd konstante Wassermenge durchgelassen, während bei B_3 der Abdichtungsprozeß offenbar noch nicht zur Ruhe gekommen war; auch war der Rand etwas beschädigt. Bei allen 3 Platten zeigten sich nach dem Ausspannen zahlreiche voraussichtlich durch Blasenbildung hervorgerufene kleine Punkte, an denen der Anstrich fehlte.

Nigrit.

Von den mit Nigrit gestrichenen C-Platten hatte keine am Schlusse des Versuches völlige Dichtigkeit erlangt, trotzdem die durchgesickerte Wassermenge gering war und bei C_2 am 14. Tage sogar bis auf 0 gesunken war (vgl. Bemerkung in Tabelle I). Bei C_1 war der Anstrich an der Gummidichtung etwas beschädigt.

Zusätze.

Wunnersche Bitumen-Emulsion.

Von den D-Platten mögen hier zunächst nur die Platten D_1 bis D_4 betrachtet werden. Sie haben ein sehr ungleiches Verhalten. Trotzdem D_3 und D_4 nach dem Ausspannen von tadelloser Beschaffenheit waren, sind die durchgesickerten Wassermengen sehr verschieden. D_4 wurde nach 21 Tagen völlig dicht, während D_3 nach 65 Tagen noch 22 ccm innerhalb 24 Stunden durchließ; D_1 und D_2 waren hinsichtlich der Durchlässigkeit ziemlich gleichartig; sie hatten beim Ausspannen beide einen Haarriß auf der Oberfläche.

Wunnersches Ceresith.

Bei den E-Platten fallen die großen Unterschiede in der Dichtigkeit beider Platten auf, da ihr Zustand nach dem Ausspannen vollkommen gut war. Besonders merkwürdig ist, daß bei der Platte E₂ am 9. Tage die Durchlässigkeit am größten war.

Elsässische Asphalt-Emulsion.

Von den F-Platten zeigte F₁ anfangs eine große, dann aber stark abnehmende Durchlässigkeit, während F₂ und F₃ von Anfang an vollständig dicht waren. Die letzteren waren vor und nach dem Ausspannen in gutem Zustand. Dagegen war bei F₁ wahrscheinlich infolge zu festen Anziehens des Deckels der Rand beschädigt, so daß die seitlichen Entlastungslöcher viel Wasser führten. Der Abdichtungsprozeß war bei Abbruch des Versuches auch noch nicht beendet.

Andernachsche Bitumen-Emulsion.

Die Kurve für die G-Platte mit Andernachscher Bitumen-Emulsion zeigt einen gleichmäßigen Verlauf. Die Platte war nach dem Ausspannen in gutem Zustand. Völlige Dichtigkeit ist nicht eingetreten; der Abdichtungsvorgang scheint noch nicht beendet zu sein.

Nach diesen Versuchen wird man zu dem Schluß kommen, daß die Anstriche den Zusätzen zum mindesten nicht nachstehen. Von diesen hat namentlich die Asphalt-Emulsion ein günstiges Resultat ergeben. Aus weiter unten zu besprechenden Gründen sind die Anstriche für die Abdichtungsschicht einer Talsperre den Zusätzen vorzuziehen, und zwar besonders der Siderosthen-Anstrich.

Die kurzen und wenigen Versuche lassen natürlich kein endgültiges Urteil zu. Es haben aber die dem Talsperrenbauamt zur Verfügung stehenden Mittel nicht ausgereicht, um die Untersuchungen in solchem Umfange durchzuführen, wie es wünschenswert gewesen wäre.

Die Kurven eines Dichtungsmittels zeigen so große Verschiedenheit untereinander, daß man bei der geringen Zahl der mit einem Mittel angestellten Versuche eine Durchschnittskurve nicht bilden kann. Es haften den Versuchen auch Mängel an, die sich erst im Laufe der Untersuchungen gezeigt haben, aber bei den Einrichtungen des Talsperrenbauamtes teilweise nicht beseitigt

werden konnten; z. B. traten bei plötzlichen Temperaturschwankungen — an den Tagen im Winter, wo geheizt wurde — stärkere Veränderungen in der Durchlässigkeit der Platten ein; die durchgesickerte Wassermenge war an solchen Tagen erheblich größer.

Die Versuche konnten nun nicht über Jahre hinaus ausgedehnt werden, um über die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Zusätze ein abschließendes Urteil zu gewinnen. Aber es sollte versucht werden, eine andere Frage zu lösen, die sich beim Betrachten der Kurven aufdrängt.

Als gemeinsame Eigenschaft der bisher untersuchten Putzmörtel mit Anstrichen oder Zusätzen ergibt sich nämlich, daß die Durchsickerungen im Laufe des Versuches abnehmen, d. h. daß die Körper sich selbst dichten. Dieses Abdichten kann entweder durch den allmählich fortschreitenden Erhärtungsprozeß des Mörtels oder durch eine vom durchsickernden Wasser verursachte Umlagerung von Mörtelteilchen in der Putzschicht hervorgerufen sein. Um festzustellen, was von beidem der Fall ist, genügen aber Versuche mit einem Dichtungsmittel. Als solches ist Wunnersche Bitumen-Emulsion gewählt. Ferner erschien es zweckmäßig zu untersuchen, ob nicht Mörtelscheiben ohne Zusatzmittel durch allmählich fortschreitendes Abdichten so dicht werden, daß ihre Wasserundurchlässigkeit praktisch genügt.

Daher sind noch die folgenden Versuche angestellt worden:

1. mit Wunnerscher Bitumen-Emulsion:

Platten	D ₅	bis	D ₇	mit Erhärtungsdauer von	6 Wochen,
"	D ₈	"	D ₁₀	"	" v. 3 Monaten,
"	D ₁₁	"	D ₁₃	"	" " 6 "
"	D ₁₄	"	D ₁₅	"	" " 14 "

2. mit Platten ohne besonderen Dichtungszusatz:

R ₁	bis	R ₃	mit Erhärtungsdauer von	6 Monaten,
R ₄	"	R ₆	"	" 13 ¹ / ₂ "

Die Ergebnisse dieser Versuche sind als Kurven auf Blatt 1 und 2 aufgetragen und gleichfalls in Tabelle I hinsichtlich ihrer besonderen Merkmale zusammengestellt (Versuche 20 bis 36).

Nach dem Verlauf dieser Kurven scheint es — abgesehen von Unregelmäßigkeiten, wie sie bei Versuchen

mit Mörtelkörpern nicht zu vermeiden sind — daß, je jünger eine Platte bei der Einspannung ist, ihre Dichtigkeit um so größer wird und der Abdichtungsvorgang um so schneller fortschreitet.

Von den 6 Wochen alten Platten sind D_5 und D_6 nach 53 Tagen vollkommen dicht geworden, während D_7 nur noch 2 ccm täglich nach 73 Tagen durchließ.

Auch von den 3 Monate alten Platten sind 2 völlig dicht geworden, und zwar D_8 nach 37 Tagen und D_9 nach 93 Tagen, während die Platte D_{10} , die einen Haarriß hatte, bei Abbruch des Versuches noch 20 ccm in den letzten 24 Stunden durchließ.

Die 6 Monate alten Platten D_{11} , D_{12} , D_{13} weisen eine erheblich größere Durchlässigkeit auf. Auch ist eine völlige Abdichtung nirgends erreicht worden, trotzdem dieser Versuch bedeutend länger ausgedehnt worden ist. Beim Ausspannen zeigte sich die Oberfläche von D_{11} und D_{12} stellenweise beschädigt, so daß das sandige Gefüge des Putzes freilag, D_{13} wies einen kurzen Haarriß auf.

Der Versuch mit den 14 Monate alten Platten D_{14} und D_{15} , der vom Verfasser nicht mehr ausgeführt worden ist, ist mißlungen. Beim Einspannen zeigten beide Platten geringe Verletzungen an der Oberfläche, die mit Nigrit überstrichen wurden. Am 5. Tage nach Beginn des Versuches mußte dieser wegen Beschädigung an der Wasserleitung auf 30 Tage unterbrochen werden. Diese 30 Tage sind in den auf der Tabelle angegebenen nicht eingeklammerten 150 Tagen nicht mitenthalten. Die Platte D_{14} hatte bis zum 5. Tage eine Gesamtmenge von 29 920 ccm und die Platte D_{15} 24 120 ccm durchgelassen. Während der Unterbrechung blieben die Platten eingespannt, und der Apparat war mit Wasser gefüllt, das aber nicht unter Druck stand. Innerhalb der 30 Tage, an denen kein Druck in dem Apparat herrschte, muß sich aber eine weitere Abdichtung vollzogen haben, denn während die Platten D_{14} und D_{15} am 5. Tage noch 5380 ccm und 4210 ccm durchgelassen hatten, wurden am 1. Tage nach der zweiten Unterdrucksetzung nur 1250 und 880 ccm gemessen. 3 Tage später ließ ein Arbeiter, der für kurze Zeit die Wasserleitung abgestellt hatte, den Druck so plötzlich auf die Platten, daß D_{15} in der Mitte quer durch die ganze Oberfläche einen Riß

erhielt. Dieser wurde nach Öffnen des Apparates mit Nigrit überstrichen und die Platte wieder unter Druck gesetzt. Sie ließ am ersten Tage eine Wassermenge von 9770 ccm durch, die sich am 2. Tage auf 14290 ccm erhöhte. Dann nahm ihre Durchlässigkeit ab. In der Tabelle ist die größte vor Eintreten des Risses an einem Tage durchgesickerte Wassermenge ohne Klammern und nach dem Eintreten des Risses mit Klammern eingetragen. Beide Kurven weisen erhebliche Schwankungen auf, die auf sehr unregelmäßigen Druck im Apparat und Temperaturänderungen — der Versuch wurde vom Oktober bis März ausgeführt, wo zeitweise geheizt wurde — zurückzuführen sind. Sie lassen nur einen unsicheren Schluß zu, wie sich die Abdichtung vollzogen hat. Immerhin scheint es nach dem Verlauf der Kurve für die unversehrt gebliebene Platte D_{14} , wenn man die 30 tägige Unterbrechung berücksichtigt, als ob die Abdichtung langsamer vor sich geht als bei den jüngeren Platten; das Ende der Schaulinien verläuft steiler als der letzte Teil der Kurven für die 6 Monate alten Platten, trotzdem der Versuch länger ausgedehnt worden ist. Auffallend ist, daß am Schluß des Versuches D_{15} trotz des Risses weniger Wasser durchließ als D_{14} ; dieser Umstand ist vielleicht durch ein Eindringen des den Riß bedeckenden Nigrits in den Mörtel zu erklären. Bei der unversehrt gebliebenen Platte D_{14} ist die am Schluß des Versuches durchgesickerte Wassermenge größer als bei den 6 Monate alten Platten.

Die Platten, deren Putzmörtel kein besonderes Dichtungsmittel beigemischt worden ist, zeigen im allgemeinen dasselbe Verhalten wie alle anderen Platten.

Die Durchlässigkeit der 6 Monate alten Platten (vgl. Blatt 2) ist anfänglich eine größere als die der gleichalterigen D-Platten, aber die Abdichtung geht schneller vor sich und wird gründlicher, so daß die am Schluß des Versuches durchgesickerten Wassermengen geringer sind, trotzdem der Versuch nicht so lange ausgedehnt worden ist. Die Platten waren vor und nach dem Ausspannen gut erhalten.

Die durchgesickerten Wassermengen der $13\frac{1}{2}$ Monate alten R-Platten sind zwar anfangs geringer als die der 6 Monate alten, aber der Abdichtungsprozeß geht langsamer vor sich und die Dichtigkeit wird nicht

so gründlich. Vor dem Einspannen der Platten in den Apparat zeigten R_4 und R_5 geringe Abschürfungen, die Platte R_6 erheblichere an der Oberfläche. Sie wurden teilweise mit Nigrit bedeckt.

Auffallend ist bei diesen Ergebnissen, daß Platten ohne besonderes Dichtungsmittel sich in der Wasserundurchlässigkeit fast nicht von denen mit Dichtungszusätzen unterscheiden und ein praktisch durchaus brauchbares Resultat ergeben haben.

Nach diesen Versuchen scheint es, daß das unter hohem Druck stehende Wasser beim Durchdringen des Mörtels Teilchen aus den oberen in die unteren Schichten mitzuführen und hierdurch die Abdichtung hervorzurufen vermag. Die Poren schlemmen sich allmählich zu. Bei weicherem Mörtel kann diese Umlagerung naturgemäß leichter und gründlicher erfolgen als bei Mörtel, der schon längere Zeit abgebunden hat und härter geworden ist. An der unteren Seite der Platten wurden stets Aussinterungen des Mörtels wahrgenommen.

Um nun festzustellen, inwiefern eine Umlagerung der Mörtelteilchen in den Schichten eingetreten ist, ließ das Königl. Talsperrenbauamt in Hemfurth von Körpern, die unter Druck gewesen und nach anfänglicher Durchlässigkeit völlig dicht geworden waren (Platte D_9 , s. Tabelle I), und von solchen, die nicht unter Druck gestanden hatten, Dünnschliffe an den Stellen a und b herstellen (vgl. folgende Skizze Abb. 7). Durch mikro-

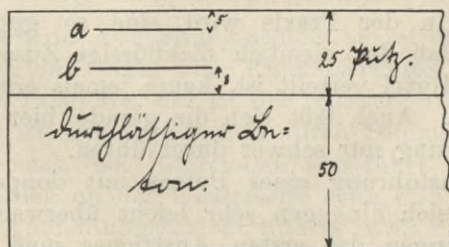


Abb. 7.

skopische Untersuchungen, die sich auf das den Sand und die nicht hinreichend zerkleinerten Stein- und Traßkörperchen verkittende Bindemittel erstreckten — denn nur dieses konnte für ein Dichtwerden der Platte in Frage kommen —, konnten aber keine Unterschiede

in den Schichten der unter Druck gestandenen Körper festgestellt werden, auf welche die eingetretene Abdichtung hätte zurückgeführt werden können. Von einer chemischen Untersuchung wurde Abstand genommen.

Wenn auch die Mörteldichtigkeitsversuche nicht so weit geführt wurden, wie es im allgemeinen Interesse der Wissenschaft erwünscht wäre, so mußte Verfasser sich doch mit den beschriebenen Versuchen aus Mangel an Zeit begnügen. Um ein wissenschaftlich einwandfreies Ergebnis zu erhalten, hätten auch die Einrichtungen des Talsperrenbauamtes nicht genügt. Zum Beispiel erscheint es nötig, solche Versuche in einem Raum auszuführen, in dem die Luft- und Wassertemperatur konstant gehalten werden kann, um den Einfluß von Wärmeschwankungen, wie sie im Versuchsraum des Talsperrenbauamtes unvermeidlich waren, auszuschließen. Immerhin haben die Einrichtungen und die angestellten Versuche für die Zwecke des Talsperrenbauamtes ausgereicht.

Nach den Versuchsergebnissen lag für das Talsperrenbauamt kein Grund vor statt des entwurfsmäßig vorgesehenen Siderosthen-Anstriches ein anderes Abdichtungsmittel für die Wasserseite der Waldecker Talsperre zu wählen.

Es kommen aber, wie schon oben erwähnt, noch einige weitere Umstände hinzu, die für die Anwendung eines Anstriches sprechen. Ein dem Mörtel beigemischter Dichtungszusatz muß in diesem ganz gleichmäßig verteilt sein. In der Praxis wird eine so gute Durchmischung, daß der ziemlich dickflüssige Zusatz gleichmäßig im Mörtel verteilt ist, kaum jemals erreicht werden können. Auch läßt sich die gerade hier so nötige Beaufsichtigung nur schwer durchführen.

Die Ausführung eines Putzes mit doppeltem Anstrich läßt sich hingegen sehr leicht überwachen. Vor dem Aufbringen des ersten Anstriches muß der Putz vollständig trocken sein, was man durch Beklopfen leicht feststellen kann, und der zweite Anstrich wird aufgebracht, sobald der erste getrocknet ist.

Um auch den Einfluß der verschiedenen Dichtungsmittel auf die Festigkeit des Mörtels kennen zu lernen, sind vom Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West auf Antrag des Königl. Talsperrenbauamtes

Hemfurth mit entsprechenden Probekörpern Druckfestigkeitsversuche angestellt worden.

Diese Versuche, die in den „Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt“ Berlin-Lichterfelde-West 1913, 2. Heft veröffentlicht sind, haben gezeigt, daß dichtende Zusätze zum Mörtel im allgemeinen einen erheblich schädlicheren Einfluß auf seine Festigkeit haben als Anstriche, und zwar ist der ungünstige Einfluß des doppelten Siderosthen-Anstriches am geringsten; die Festigkeit des Mörtels wurde durch diesen um nur 3—12% verringert gegenüber einem Putzmörtel ohne Anstrich oder Zusatz. Da man von der Abdichtungsschicht eine möglichst große Widerstandsfähigkeit verlangt, wird man die Anstriche, und besonders den Siderosthen-Anstrich, den Zusätzen vorziehen.

2. Anlage einer Innenentwässerung.

Hat man auch ein geeignetes Mittel gefunden für die Abdichtung an der Wasserseite der Talsperren, so wird es doch nie gelingen, eine völlige Dichtigkeit zu erzielen. Wie schon die angestellten Mörteldichtigkeitsversuche zeigen, ist sogar im Laboratorium nur selten eine vollständige Wasserundurchlässigkeit erreicht worden, wieviel weniger kann dies in der Praxis gelingen. Es wird also trotz aller Maßnahmen und Sorgfalt bei der Bauausführung Sickerwasser in den Mauerwerkskörper dringen. Aber auch hier ist man bestrebt, die schädliche Wirkung des eingedrungenen Preßwassers zu verhindern.

Das trotz der Abdichtungsschicht eingetretene Wasser wird durch ein Netz von Entwässerungssträngen im Innern der Talsperre, das an der Wasser- und Luftseite angeordnet ist, abgefangen und durch Sammelstränge in der Regel nach den Rohrstollen abgeführt. Die Saugstränge werden an der Wasserseite etwa 0,75 bis 1,50 m hinter der Abdichtungsschicht und in etwa 2 m Abstand voneinander angelegt. An der Luftseite können die Zwischenräume größer sein. Die Saugstränge sind unglasierte Tonrohre von 10 cm l. W., während die Sammelstränge glasierte Tonrohre von mindestens 15 cm l. W. sind. Zweckmäßig wird das Entwässerungsnetz in mehrere Abteilungen durch Anordnung von Sammelsträngen übereinander geteilt, weil es bei der Bauausführung nie zu

vermeiden ist, daß ein Teil der Saugstränge durch Mörtel und Steinbrocken verstopft wird.

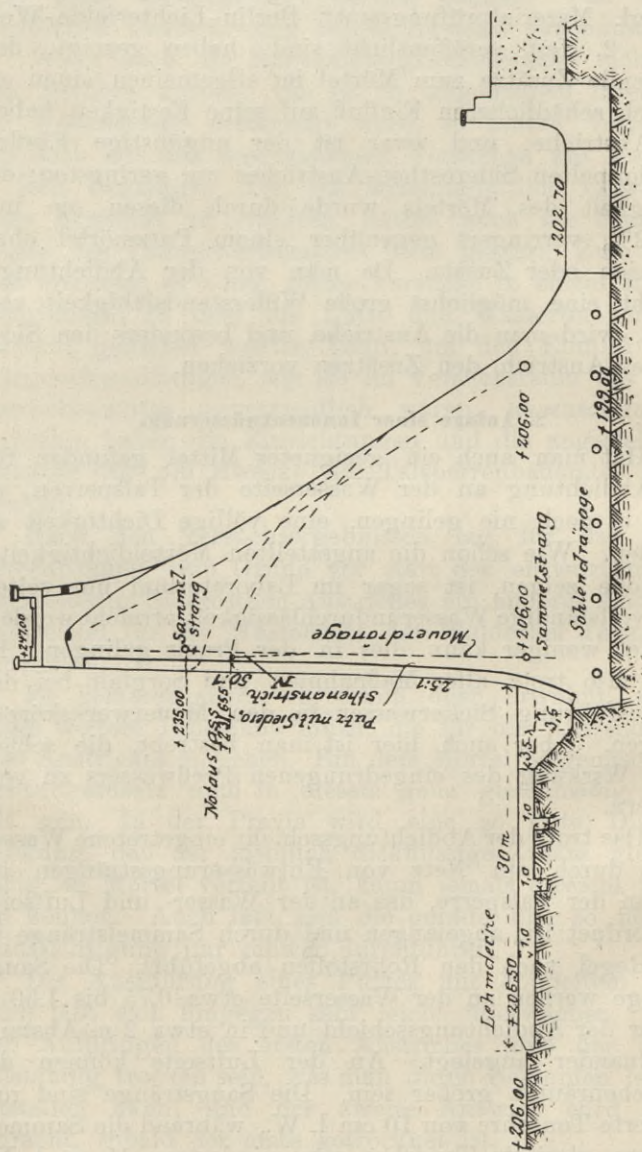


Abb. 8. Querschnitt der Waldecker Talsperre.

Bei der Waldecker Talsperre ist in etwa $\frac{2}{3}$ Höhe ein zweiter Sammelstrang vorgesehen worden. In der Queisstalsperre bei Marklissa hat man sogar begeh-

bare Untersuchungsstollen, in welche die Mauerdränage mündet, angelegt.

Ein solches Netz von Entwässerungssträngen fängt fast alles durch die Dichtungsschicht hindurchdringende Wasser ab, so daß infolge der Innenentwässerung das Preßwasser seine Spannung verliert. Nur ein ganz geringer Teil des eingedrungenen Wassers wird, besonders am Anfang der Füllung, durch den Mauerkörper bis an die Luftseite dringen.

Die angestellten Mörteldichtigkeitsversuche haben gezeigt, daß die Durchlässigkeit des Mauerwerkes im Laufe der Zeit abnimmt. Es ist also auch zu erwarten, daß die Abdichtungsschicht an der Wasserseite allmählich dichter wird. In der Tat ist dies an allen Sperren bisher beobachtet worden. Beim ersten Füllen des Beckens zeigten sich stets feuchte Stellen an der Luftseite, die nach kurzer Zeit kleiner wurden und schließlich ganz verschwanden.

Auch die durch die Dränage abgeführten Wassermengen werden im Laufe der Zeit verhältnismäßig geringer. An der Waldecker Talsperre sind diese Wassermengen gemessen worden. Sie sind abhängig vom Material des Mauerwerkes, vom Außendruck, von der Größe der benetzten Fläche und von der allmählich größer werdenden Dichtigkeit des Mauerwerkes, also von der Zeit.

Tabelle II. Durch die Innenentwässerung abgeführte Sickerwassermengen bei der Waldecker Talsperre.

Monat	Mittl. Monatswasserstand im Becken		Be- netzte Fläche qm	Mittl. Sickerwasser- menge in l/sec.		
	Ordinate	über Aus- mündg. d. Dränage		an d. Wasser- seite	an d. Luft- seite	zu- sam- men
1914						
März	233,76	27,76	10635	3,74	0,19	3,93
April	235,55	29,55	11306	3,17	0,12	3,29
Mai	236,87	30,87	11807	2,80	0,08	2,88
Juni	238,41	32,41	12397	3,12	0,09	3,21
Juli	238,65	32,65	12489	3,14	0,07	3,21
August	237,71	31,71	12128	2,65	0,14	2,79
September	237,38	31,38	12001	2,41	0,14	2,55
Oktober	238,05	32,05	12258	2,47	0,12	2,59
November	239,09	33,09	12659	2,19	0,19	2,38
Dezember	239,42	33,42	12787	1,88	0,20	2,08
1915						
Januar	241,49	35,49	13673	2,37	0,48	2,85
Februar	240,04	34,04	13106	2,41	0,23	2,64
März	242,31	36,31	13995	3,18	0,15	3,33

In der Tabelle II sind die mittleren sekundlichen Sickerwassermengen in den einzelnen Monaten getrennt nach der Luft- und Wasserseite nebst den dazugehörigen Beckenwasserständen und den benetzten Flächen zusammengestellt.

Die am linken Hang mündenden Sammelstränge führen annähernd die gleiche Wassermenge ab wie die nach dem rechten Hang entwässernden.

Aus der Tabelle kann man, wenn man den Wasserdruck und die benetzte Fläche berücksichtigt, erkennen, daß wohl im Laufe der Zeit eine Abdichtung eingetreten ist. Im Monat März 1915 ist die abgeführte Wassermenge um 0,6 l/sec., d. i. um etwa 15% geringer als im März 1914, trotzdem der Beckenwasserstand 8,55 m höher und die benetzte Fläche 3360 qm größer ist.

3. Größe des Innendruckes.

Da das in das Mauerwerk eingedrungene Preßwasser gleich hinter der Dichtungsschicht zum größten Teil abgefangen wird und die abgeführte Wassermenge nur gering ist, ist zu erwarten, daß im Mauerwerk ein nennenswerter Innendruck nicht vorhanden ist. Diese Vermutung wird dadurch bestätigt, daß an der Luftseite aller Sperren sich bei den ersten Füllungen zwar feuchte Stellen zeigten, daß auch wohl bisweilen das durchgesickerte Wasser herunterrieselte, daß es aber fast nie in Strahlen aus dem Mauerwerk hervortrat. Auch beim Ausbruch von Mauerwerk an einigen westfälischen Talsperren (vgl. Z. d. B. 1907) wurden im Innern nur feuchte Stellen oder langsam herabrieselndes, aber nirgends hervorspritzendes Wasser beobachtet.

Um jedoch auch praktisch die Frage zu lösen, ob sich ein Auftrieb im Mauerwerk bildet, sind an der Waldecker Talsperre Vorrichtungen getroffen, diesen direkt zu messen.

Zu diesem Zweck sind in der Nähe des rechten und linken Hanges in je einem Querschnitt drei Hohlräume, die mit den Buchstaben α bis ζ bezeichnet werden mögen, durch eingemauertes Maschengeflecht geschaffen worden (siehe Abb. 9 S. 37). Die Lage der Meßstellen ist aus dem Lageplan zu ersehen (s. Blatt 3). Da am rechten Hang die Sohle der Talsperre im Mittel auf + 199 und am

linken auf + 200 liegt, befinden sich die Meßstellen am rechten Hang 9 m und am linken Hang 8 m über der Sohle (vgl. Schnitt C—D auf Blatt 3). In den geschaffenen Hohlräumen kann sich das Druckwasser ansammeln und wird durch eiserne Rohre von 65 mm Durchmesser nach Stollen III oder IV geleitet, wo der Druck mit einem Manometer gemessen werden kann.

An den Meßstellen des rechten Hanges δ bis ζ ist kein Innendruck festzustellen, er ist also = 0. Nur als Mitte März 1914 bei der ersten Füllung die Notauslässe geöffnet und von Wasser durchströmt waren, zeigte sich an der wasserseitigen Stelle ein Druck von 1,70 m Wassersäulenhöhe bei einem Beckenwasserstand von 25,68 m über den Meßstellen. An diesen Tagen führten auch

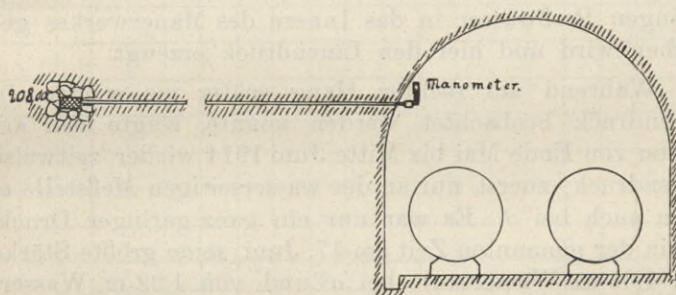


Abb. 9.

die Mauerdränagen sehr erhebliche Wassermengen ab, die mit den damals vorhandenen Meßgefäßen teilweise nicht gemessen werden konnten. Diese außergewöhnlichen Wassermengen sind in der Tabelle II nicht berücksichtigt, weil sie nur bei geöffneten Notauslässen auftraten. Die Einläufe der Notauslässe sind nämlich mit der Mauerdränage durch je einen Saugstrang verbunden (s. Saugstrang N in Abbildung 8), um zu verhindern, daß etwa infolge Undichtigkeiten der Notauslaßverschlüsse Wasser an der Luftseite der Sperrmauer herabläuft. Nach dem Schließen der Notauslässe hörte der Druck in der Mauer sofort auf und die durch die Innenentwässerung abgeführten Wassermengen nahmen gleichfalls ab.

An den Druckmeßstellen des linken Hanges zeigte sich im allgemeinen dasselbe Bild nur in stärkerem Maße. Bei geöffneten Notauslässen und dem gleichen Wasserstand im Becken von 25,68 m über den Druckmeßstellen

wurde an dem wasserseitigen Meßpunkt α ein Druck von 6,65 m Wasserhöhe und an dem mittleren β ein solcher von 5,55 m Wassersäule gemessen. An der luftseitigen Meßstelle γ wurde kein Druck festgestellt.

Nach dem Schließen der Notauslässe nahm der Druck anfangs sehr stark ab und sank dann allmählich auch bis auf 0 wie am rechten Hang.

Die erhebliche Zunahme der von der Innenentwässerung abgeführten Wassermenge und der ziemlich bedeutende Innendruck bei durchströmten Notauslässen wird zweifellos dadurch hervorgerufen, daß durch die mit den Einläufen der Notauslässe verbundenen Saugstränge viel Wasser in die Mauerdränage gelangt und infolge der dadurch eintretenden Druckhöhe in den Saugsträngen Preßwasser in das Innere des Mauerwerkes getrieben wird und hier den Innendruck erzeugt.

Während am rechten Hang später nie wieder ein Innendruck beobachtet werden konnte, zeigte sich am linken von Ende Mai bis Mitte Juni 1914 wieder zeitweise Innendruck; zuerst nur an der wasserseitigen Meßstelle α , dann auch bei β . Es war nur ein ganz geringer Druck, der in der genannten Zeit am 17. Juni seine größte Stärke von 1,35 m Wassersäule bei α und von 1,22 m Wasserhöhe an der mittleren Stelle β bei einem Wasserstand im Becken von 30,95 m über den Hohlräumen erreichte. Dann verschwand wieder plötzlich jeder Auftrieb, bis vom 29. Juli ab dauernd ein Innendruck gemessen werden konnte, nachdem Mitte Juli schon an 2 Tagen ein geringer Druck festgestellt worden war. An diesen Tagen lieferte der wasserseitige Sammelstrang der Innenentwässerung, der in Stollen III mündet, eine auffallend geringe Wassermenge, so daß ein Zusammenhang zwischen der durch die Innenentwässerung abgeführten Wassermenge und dem Innendruck zweifellos besteht. Durch irgendwelche Umstände, die nicht festgestellt werden konnten, war die Wasserabführung der Mauerdränage behindert, und sofort nahm der hydrostatische Druck im Mauerkörper zu. Die Innenentwässerung verhindert also die Entstehung von nennenswertem hydrostatischem Druck im Innern der Talsperren.

Vom 29. Juli 1914 ab nahm der Druck an den Stellen α und β zunächst zu, und zwar ist von diesem Zeitpunkt

an der Druck in dem mittleren Hohlraum β etwas größer als im wasserseitigen α .

Mittlerer monatlicher Innendruck bei der Waldecker Talsperre
in m Wassersäule.

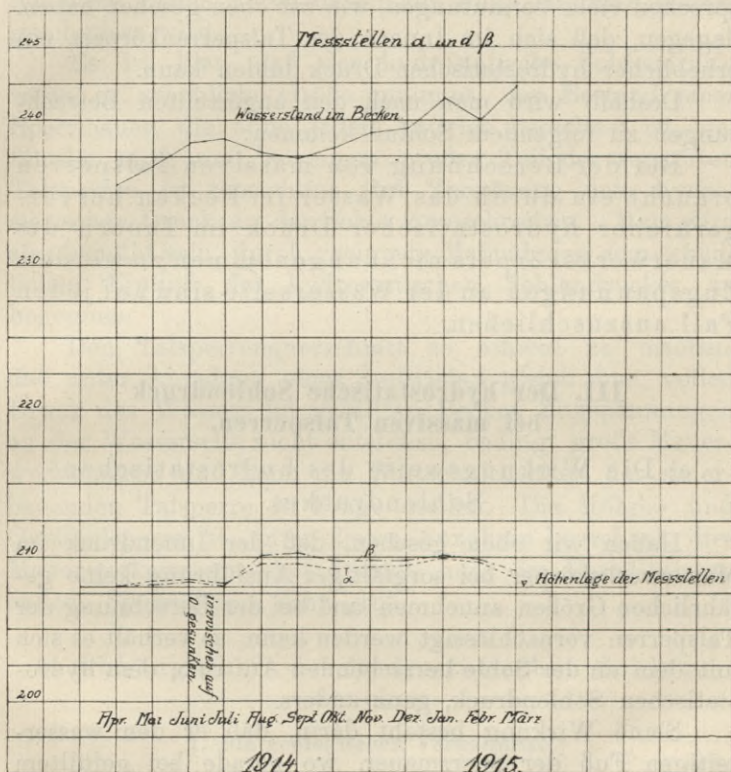


Abb. 10.

In Abb. 10 sind die mittleren Monatsdrücke der Meßstellen α und β aufgetragen. Sie scheinen nicht sehr empfindlich gegen eine Änderung des Wasserstandes zu sein. Denn die Schaulinien für die Drücke steigen teilweise an, auch wenn die Wasserstandskurve nach unten läuft und umgekehrt.

c) Der zu berücksichtigende Innendruck.

Der in den beiden Meßstellen α und β am linken Hang nachgewiesene Innendruck beträgt bei gefülltem Becken unter normalen Verhältnissen, d. h. bei ge-

schlossenen Notauslässen, an beiden Stellen nur 2,30 m Wassersäule, er ist also so gering, daß er auf die Standicherheit der Talsperre keinen Einfluß hat. Am rechten Hang ist aber überhaupt kein Innendruck bei normalem Betrieb der Sperre festgestellt worden. Auch sonst sprechen viele Vermutungen, wie wir oben gesehen haben, dagegen, daß sich im Innern des Talsperrenkörpers ein erheblicher hydrostatischer Druck bilden kann.

Deshalb wird man nach den angestellten Betrachtungen zu folgendem Schluß kommen:

Bei der Berechnung von massiven Talsperren braucht ein durch das Wasser im Becken hervorgerufener hydrostatischer Druck im Innern des Mauerwerkskörpers nicht angenommen zu werden. Zugspannungen an der Wasserseite sind auf jeden Fall auszuschließen.

III. Der hydrostatische Sohlendruck bei massiven Talsperren.

a) Die Wirkungsweise des hydrostatischen Sohlendruckes.

Haben wir oben gesehen, daß der Innendruck im Mauerwerkskörper bei sorgfältiger Ausführung keine gefährlichen Größen annehmen und bei der Berechnung der Talsperren vernachlässigt werden kann, so verhält es sich mit dem an der Sohle herrschenden Auftrieb, dem hydrostatischen Sohlendruck, ganz anders.

Seine Wirkung besteht darin, daß er den wasserseitigen Fuß der Sperrmauer, wo gerade bei gefülltem Becken die Druckspannungen am geringsten sind, abzuheben sucht. Geschieht dies, so bildet sich an der Sohle eine offene Fuge, in die das unter hohem Druck stehende Wasser hineingepreßt und immer weiter getrieben wird, bis es entweder einen Ausweg findet oder zum Stillstand kommt. In letzterem Fall wird der Auftrieb in voller Größe auf der ganzen Fuge wirksam, und es kann unter Umständen infolge der hierdurch eingetretenen Gewichtsabnahme des Mauerwerkes eine bedenkliche Kippgefahr für die Talsperre hervorgerufen werden (vgl. den Einsturz der Sperrmauer bei Bouzey). Findet das Wasser einen Ausweg, so liegt die Gefahr nahe, daß sich Wasseradern bilden und bei nicht sehr widerstands-

fähigem Untergrund Ausspülungen eintreten, die den Bestand der Sperre gefährden. Durch das Entstehen von Auftrieb an der Sohle nimmt auch die Sicherheit gegen Gleiten ab, da der Querschnitt infolge des Auftriebes gleichsam an Gewicht verliert und der durchfeuchtete Boden durch das in die Fuge gepreßte Wasser geschmiert wird.

Es ist klar, daß der hydrostatische Sohldruck, wenn er erhebliche Größe annimmt, den Bestand einer Sperrmauer, die ohne jeden Auftrieb berechnet ist, gefährden muß, und bei einem großen Teil der zerstörten Talsperren ist tatsächlich ihre Zerstörung dem hydrostatischen Druck an der Sohle zuzuschreiben. Man wird also bemüht sein, durch geeignete Maßnahmen dem schädlichen Einfluß des hydrostatischen Sohldruckes zu begegnen.

Den Talsperrenquerschnitt so schwer zu machen, daß unter Annahme eines Auftriebes gleich dem vollen Druck des Wassers im gefüllten Becken Zugspannungen an der Wasserseite nicht entstehen, bedingt große Mauerwerksmassen und kann die Wirtschaftlichkeit der zu erbauenden Talsperre in Frage stellen. Die Möhne- und Queißtalsperre ist unter dieser Annahme berechnet, ihre Mauerwerksmassen sind deshalb auch im Verhältnis zu andern Sperrmauern sehr groß.

b) Abhängigkeit des hydrostatischen Sohldruckes.

1. Die geologischen Verhältnisse.

Im allgemeinen.

Für die Berechnung von Talsperren ist es von Wichtigkeit, die Größe des auftretenden hydrostatischen Druckes an der Sohle zu kennen, um nicht durch zu günstige Annahmen zu schwache Querschnitte oder durch zu ungünstige Annahmen unnötig starke Querschnitte zu erhalten.

In erster Linie sind die Untergrundverhältnisse für die Entstehung von Auftrieb an der Sohle maßgebend. Talsperren sollen nur auf durchaus gesundem, möglichst dichtem Felsen erbaut werden. Ein stark zerklüfteter Felsboden begünstigt die Entstehung des hydrostatischen Sohldruckes, die Unterspülungen und die Gefahren des

Gleitens; meist hat auch ein solcher Untergrund keine große Druckfestigkeit.

Jede Felsspalte, die mit dem Oberwasser in Verbindung steht, muß mit Druckwasser angefüllt sein. Steht diese Spalte auch mit dem Unterwasser in Verbindung, so wird der Druck nach der Luftseite des Mauerfußes hin abnehmen.

Aus der Beschaffenheit des Untergrundes können wir uns ein Bild von der ungefähren Größe des zu erwartenden Auftriebes ableiten. Am günstigsten ist es, wenn die Fugen quer zum Tal streichen und talaufwärts steil einfallen. Weniger günstig sind die Schichten, die in der Talrichtung streichen, und am ungünstigsten sind wagerechte oder schwach talabwärts fallende Fugen. In erster Linie kommt es darauf an, daß der Untergrund fest und die vorhandenen Klüfte möglichst dicht geschlossen sind.

Weit ausgedehnte Tafeln sedimentären Gesteins, die ohne Störung große Flächen bedecken, lassen auf guten dichten Untergrund schließen. Wo aber die Schichten stark gefaltet, überschoben oder verworfen angetroffen werden, ist eine reichliche Bildung von Spalten und Klüften und somit eine starke Wasserführung des Untergrundes zu erwarten.

Faltungen werden im geschichteten Gebirge stets angetroffen. Sie sind auch unschädlich, wenn die Schichten fest und dicht sind. Verwerfungen und Zerreibungen der Felsschichten sind gefährlicher, weil sie oft mit Zertrümmerungen und Spalten verbunden sind. Solche Spalten oder Klüfte, die oft mit Ton, Lehm, Mergel oder dgl. angefüllt sind, bieten dem Wasser einen bequemen Angriffspunkt und begünstigen die Unterspülung der Talsperre und die Entstehung des Auftriebes.

Besonders ungünstig für die Erbauung von Talsperren ist ein Untergrund, der im Wasser leicht lösliche Bestandteile, wie Eisen, Steinsalz, Gips, Kalk, Ton usw., enthält, also vor allem der oft auftretende Kalkstein. Nach dem Auslaugen des Bindemittels tritt ein Zerfall der Gesteine ein, und eine Zerstörung des Bauwerkes ist unvermeidlich.

Am günstigsten sind dichtgeschlossene Massengesteine, wie Granit, Porphyr, Basalt, Trachyt u. a. Trotzdem auch diese oft von Spalten und Klüften durchsetzt sind,

bieten sie selbst wegen ihrer hohen Festigkeit dem Angriff des Wassers großen Widerstand.

Immerhin weisen auch die geschichteten Gesteine, wie Grauwacke, Sandstein, unverwitterter Tonschiefer usw., wenn sie in genügend starken Bänken angetroffen werden, große Festigkeit und ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des Wassers auf. Die meisten deutschen Talsperren sind auf geschichteten Gesteinen erbaut.

Daß die an der Oberfläche lagernden Kies-, Sand- und Geröllschichten, sowie die verwitterten Felsschichten über dem festen Untergrund entfernt werden, ist selbstverständlich. Man wird sogar noch ein gutes Stück in den gesunden festen Felsen hineingehen, weil dort dichtere Schichten angetroffen werden und die Gefahr gegen Gleiten, wie wir weiter unten sehen werden, geringer wird.

Trifft man bei den Schürfungen oder beim Aufdecken der Baugrube auch in größerer Tiefe auf keinen festen Felsen oder auf tiefreichende Spalten, oder treten im Untergrund sehr starke Quellen auf, so wird man die Sperrmauer verlegen oder ihren Querschnitt entsprechend stark machen oder nötigenfalls von ihrer Anlage gänzlich absehen.

Die geologischen Verhältnisse im besonderen.

Betrachten wir zunächst die geologischen Verhältnisse an drei ausgeführten Talsperren — der Öster-, Neye- und Waldecker Talsperre —, soweit es zum Verständnis der folgenden Erörterungen nötig ist.

Östertalsperre.

Bei der Östertalsperre besteht der Untergrund aus Grauwacke und Tonschiefer von verschiedener Beschaffenheit. Das ganze Gebirge ist stark verworfen, so daß oft eine regelmäßige Schichtung nicht zu erkennen ist. Feste Grauwackenbänke bei g (vgl. Lageplan Abb. 11 S. 44) wechseln mit kleinbröckeligem Schiefer (am linken Hang, sowie bei a, b, c, d) und mit stärkeren, aber rissigen Schieferbänken, deren Fugen mit fettem Lehm angefüllt sind. In der Baugrube sind mehrere große mit Ton angefüllte Klüfte aufgedeckt worden. Die Schichten stehen in der Talsohle fast senkrecht und streichen annähernd in der Talrichtung.

Die Untergrundverhältnisse bei der Östertalsperre können nicht als günstig für die Erbauung einer Sperrmauer angesehen werden. Das Streichen der Schichten

Anordnung der Druckmeßstellen bei der Östertalsperre.
Lageplan.

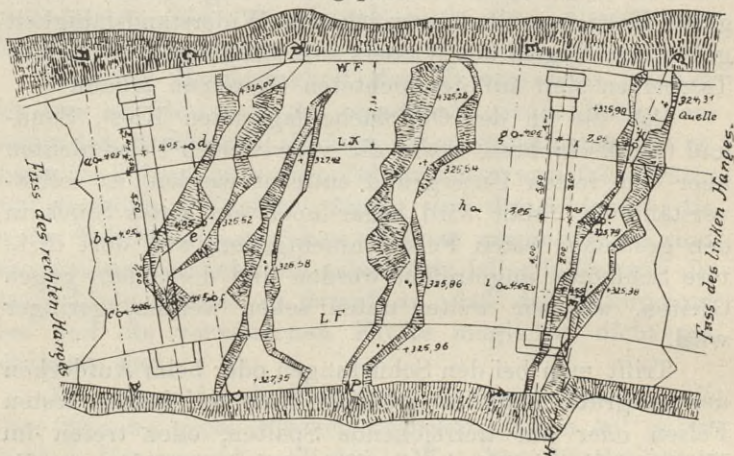


Abb. 11.

- W.F. Wasserseitige Fußkante der Sperrmauer.
- L.K. Luftseitige Kronenkante der Sperrmauer.
- L.F. Luftseitige Fußkante der Sperrmauer in Höhe der Stollensohle.
- P. Pumpensumpf.

in der Talrichtung *begünstigt die Wasserführung unter der Mauer und die Entstehung von Auftrieb an der Sohle. Auch die starke Zerklüftung deutet auf geringe Dichtigkeit hin.

Neyetalsperre.

Günstiger sind die Untergrundverhältnisse bei der Neyetalsperre. Der Felsboden besteht auch hier aus

Anordnung der Druckmeßstellen bei der Neyetalsperre.

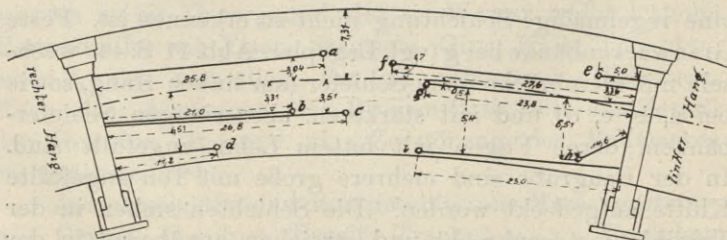


Abb. 12.

Grauwacke und Tonschiefer, aber aus kräftigeren Bänken als bei der Östertalsperre. Die Schichten streichen fast senkrecht zur Talrichtung, fallen aber talabwärts unter einem Winkel von 15° bis 35° . Klüfte sind nur in der Mitte der Baugrube (vgl. Lageplan Abb. 12) bei den Punkten a, b, g und am linken Hang bei e vorhanden. Sie sind nur wenige Zentimeter stark und mit Manganzinnmanganmangan angefüllt. Dieser wurde nach Möglichkeit entfernt und die entstandenen Hohlräume mit Mörtel ausgegossen.

Waldecker Talsperre.

Auch bei der Waldecker Talsperre zeigte sich ein Untergrund von guter Beschaffenheit. Sie liegt (vgl. den Übersichtsplan Abb. 13) in der Nähe des Dorfes Hemfurth

Übersichtskarte des Waldecker Talsperrengebiets.



Abb. 13.

im Fürstentum Waldeck. Geologisch gehört das Gebiet den Devon- und Karbonformationen an, die sich durch feste und undurchlässige Gesteine auszeichnen. In der Baugrube der Talsperre sind nur zwei größere Störungen angetroffen worden: eine dichtgeschlossene Verwerfung am linken Hang und eine etwa 2 m tiefe mit Ton angefüllte Spalte ungefähr in der Mitte der Talsohle (vgl.

Lageplan Bl. 3). Diese Kluft hat während der Bauausführung viel Wasser geführt; am oberen Ende ist eine Wassermenge von 1,5 bis 2,0 l/sec. gemessen worden. Im übrigen ist der Wasserandrang in der Baugrube gering gewesen und läßt auf große Dichtigkeit des Untergrundes schließen. Die geologische Beschaffenheit desselben ist am linken Hang günstiger als am rechten. Die Felsschichten stehen fast senkrecht (Neigungswinkel 80° bis 90°) und streichen schräg durch die Baugrube. Der linke Flügel der Mauer verläuft fast parallel, der rechte nahezu senkrecht zu den Felsschichten, wodurch dort die Entstehung von Auftrieb begünstigt wird. Am linken Hang herrscht Grauwacke, am rechten Tonschiefer vor.

2. Künstliche Mittel, die Entstehung des hydrostatischen Sohledruckes zu beeinträchtigen.

Herstellung der Baugrube.

Da nirgends die natürlichen Verhältnisse so beschaffen sind, daß ohne künstliche Maßnahmen ein schädlicher hydrostatischer Druck an der Sohle der Talsperre nicht entstehen kann, hat man verschiedene Mittel angewendet, um die ungünstige Wirkung dieses Auftriebes zu mindern. Vor allem ist darauf zu achten, daß das Mauerwerk der Sohle dicht und fest auf dem Felsen anliegt. Dieser muß durch Abspritzen mit einem kräftigen Wasserstrahl und Bürsten mit Eisendrahtbesen gut gereinigt werden. Alle Klüfte sind so tief wie irgend möglich auszuheben, zu reinigen und mit Mörtel zu vergießen. Eine Wasserströmung in der Fundamentgrube, die ein Auswaschen des Mörtels veranlassen würde, muß unbedingt vermieden werden. Das Wasser muß durch Sickerrohre nach dem Sammelgraben und Pumpensumpf geleitet werden. Um diesen später ausbetonieren zu können, müssen die Rohre nach oben gerichtete Stützen haben, an welche andere Rohre angeschlossen werden können. Hat das Mauerwerk Geländehöhe erreicht und ist es genügend erhärtet, so darf der Pumpensumpf ausbetoniert werden, wobei die Stützenrohre bis über den Grundwasserstand hochgeführt werden müssen. Erst nachdem der Beton des Pumpensumpfes und Sammelgrabens genügend erhärtet ist, werden die Rohre mit Mörtel gut ausgegossen.

Sprengungen sind in der Baugrube nach Möglichkeit

zu vermeiden, um eine Lockerung des Untergrundes zu verhindern. Soweit es praktisch durchführbar ist, wird man die Fundamentsohle in Absätzen dergestalt herstellen, daß die Mauerung in Schichten erfolgen kann, die nahezu senkrecht zu den resultierenden Kräften gerichtet sind.

Tiefe Gründung und Sporn.

Das Fundament einer Talsperre soll nicht auf den festen Felsen gesetzt werden, sondern es soll einige Meter in diesen eingreifen. Dadurch werden dichtere und festere Schichten angetroffen und etwaige Wasseradern durchschnitten. Auch wird an der Luftseite ein Widerlager geschaffen, gegen das sich der Fuß der Sperrmauer stützt und das diese gegen Gleiten sichert.

An der Wasserseite hat man bei vielen Talsperren eine Herdmauer, auch Sporn genannt, angelegt, um das Eindringen von Wasser unter die Sohle der Mauer zu verhindern. Die Rinne für den Sporn dient gleichzeitig als Sammelgraben und Pumpensumpf der Wasserhaltung. Aus der Menge des zu haltenden Wassers kann man auf die Dichtigkeit des Untergrundes schließen. Auftretende Quellen müssen durch glasierte Tonrohre abgefangen werden und sind erst dann zu vergießen, wenn das Wasser in den hochgeführten Rohren zum Stillstand gekommen ist und das Mauerwerk genügend abgebunden hat.

Lehmdecke oder Anschüttung an der Wasserseite.

Ein weiteres Mittel, das Eindringen des Wassers unter die Sohle und so dort das Entstehen von Auftrieb zu verhüten oder doch zu vermindern, besteht in einer Erdanschüttung an der Wasserseite, die oben mit Lehm oder Ton abgedeckt wird. Solche Anschüttung wirkt in statischer Beziehung bei gefülltem Becken ungünstig. Man zieht deshalb bei neueren Talsperren eine Lehm- oder Tondecke von etwa 1 m Stärke vor, die verzahnt in den gewachsenen Boden eingelassen wird; sie erfüllt denselben Zweck (vgl. Abb. 8). Die Lehm- oder Tondecke wird in Lagen von etwa 25 cm Stärke eingebracht und festgestampft oder festgewalzt.

Sohlenentwässerung.

Wir sehen also, wie man bemüht ist, das Wasser am Eindringen unter die Sohle zu hindern, um die schädliche

Wirkung des Auftriebes und Ausspülungen des Untergrundes zu verhüten. Aber alle diese Mittel erreichen ihren Zweck doch nur zum Teil. Deshalb hat man bei den modernsten Talsperren der Möhne- und Waldecker Talsperre, ein weiteres Mittel angewendet, um den entstehenden Auftrieb an der Sohle herabzumindern, indem man eine Sohlenentwässerung angelegt hat, die das trotz aller Vorkehrungen unter die Sohle dringende Wasser unschädlich abführen soll. Besonders bei der Waldecker Talsperre hat man von der Sohlenentwässerung weitestgehenden Gebrauch gemacht. Sie ist wohl die erste Sperrmauer, bei der man planmäßig ein Netz von Entwässerungssträngen über die ganze Sohle verteilt angeordnet hat. Wir wollen deshalb auf diese Anlage näher eingehen.

Anordnung der Sohlenentwässerung bei der Waldecker Talsperre.

Die Entwässerungsstränge sind unglasierte Tonrohre von 15 cm l. W. und liegen auf Ordinate + 200,20 (vgl. Bl. 3), während die Mauersohle nach dem rechten Hang hin durchschnittlich auf + 199,00 und nach dem linken Hang hin auf + 200,00 liegt. An den Hängen schmiegen sich die Rohre deren Neigungen an. Die Ausmündungen der Sohlendränagen, die auch mit Quellen bezeichnet werden mögen, befinden sich in den Rohrstollen an den beiden Hängen und liegen auf Ordinate + 206,00, also rund 6 m über den Strängen selbst; sie sollen mit 1 bis 12 nummeriert werden, wie auf Bl. 3 angegeben ist.

Um einigermaßen erkennen zu können, von welcher Stelle das abgeführte Wasser stammt, sind die Entwässerungsstränge in der Mitte der Sperrmauer, sowie unter Stollen II und V geteilt. Die Sohlenentwässerung besteht also aus 4 Gruppen: Gruppe A mündet in Stollen I, Gruppe B in Stollen III, Gruppe C in Stollen IV und Gruppe D in Stollen VI.

Jede Gruppe besteht aus 6 parallel zur Wasserseite der Sperrmauer verlaufenden Strängen, von denen die 3 wasserseitigen zu einer Ausmündung und die beiden luftseitigen Stränge gleichfalls zu einer Ausmündung zusammengefaßt sind, während der mittlere Strang für sich ausmündet. Die Mündungsrohre sind aus Eisen, haben 10 cm Durchmesser und können mittels Schieber ge-

geschlossen werden (siehe Abb. 14). Hinter jedem Schieber ist ein Bleirohr angebracht, das zu einem rund 2 m über

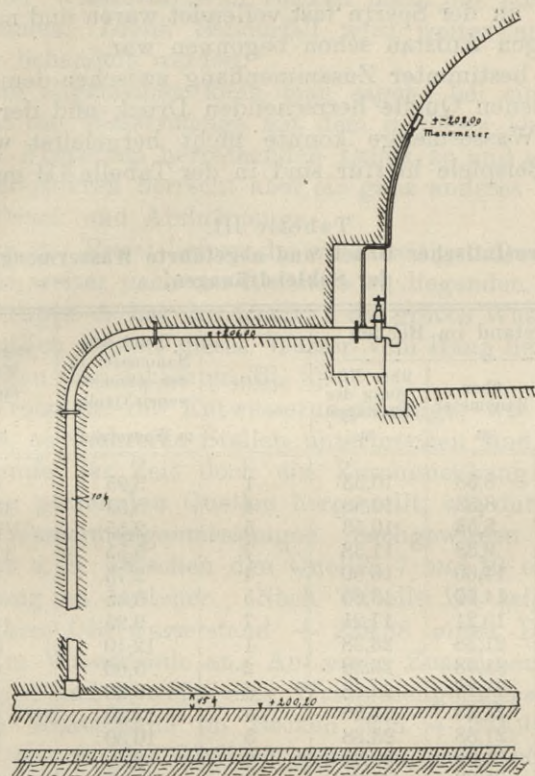


Abb. 14.

Ausmündung der Sohlendränage bei der Waldecker Talsperre.

der Ausmündung befindlichen Manometer führt, um den hydrostatischen Druck zu messen, nachdem die Dränagen geschlossen sind.

Durch die Sohlenentwässerung abgeführte Wassermengen.

Die Sohlenentwässerung führt sehr viel Wasser ab, dessen Menge vom Wasserstand im Becken abhängt und sich auch mit der Zeit geändert hat. Da die abgeführten Wassermengen anfänglich gering waren und ohne besondere Vorrichtung mit einem untergehaltenen Gefäß gemessen werden konnten, wurde schon längere Zeit vor dem endgültigen Aufstau mit dem Messen der Wassermengen begonnen. Die Vorrichtungen zum Absperren

der Entwässerungsstränge und Messen des hydrostatischen Druckes dagegen wurden erst angebracht, nachdem die Arbeiten an der Sperre fast vollendet waren und mit dem endgültigen Aufstau schon begonnen war.

Ein bestimmter Zusammenhang zwischen dem in der geschlossenen Quelle herrschenden Druck und der abgeführten Wassermenge konnte nicht hergeleitet werden. Einige Beispiele hierfür sind in der Tabelle III gegeben.

Tabelle III.
Hydrostatischer Druck und abgeführte Wassermengen
der Sohlendränagen.

Wasserstand im Becken			Quelle	Druck am Manometer in der geschlossenen Quelle m Wassersäule	Abgeführte Wassermengen l/sec.
Ordinate	über Manometer m	über Mündung der Dränagen m			
216,53	8,53	10,53	1	3,95	0,28
216,53	8,53	10,53	4	5,55	13,88
216,53	8,53	10,53	5	2,55	0,88
217,38	9,38	11,38	7	5,55	11,85
222,60	14,60	16,60	4	2,75	1,59
222,60	14,60	16,60	5	5,55	1,53
223,21	15,21	17,21	7	9,95	16,88
229,38	21,38	23,38	1	12,10	0,92
229,38	21,38	23,38	2	5,60	0,27
229,38	21,38	23,38	3	6,20	1,86
229,38	21,38	23,38	4	14,20	2,96
229,38	21,38	23,38	5	10,30	2,07
229,38	21,38	23,38	6	6,10	0
229,38	21,38	23,38	7	15,00	nicht gemessen
229,38	21,38	23,38	8	10,50	3,56
229,38	21,38	23,38	9	7,00	3,63
229,38	21,38	23,38	10	15,00	12,08
229,38	21,38	23,38	11	11,00	3,73
229,38	21,38	23,38	12	6,95	2,80
236,02	28,02	30,02	1	16,10	1,28

Ein besonders auffallendes Verhalten zeigt die Quelle 4: bei einem Oberwasserstand + 216,53 und einem Druck von 5,55¹⁾ m Wassersäule am 18. Februar 1914 gab sie 13,88 l/sec. Am 28. Februar 1914 wurde an dieser Mündung ein Druck von nur 2,75 m Wassersäule und eine Wassermenge von 1,59 l/sec. gemessen, trotzdem der Beckenwasserstand über 6 m höher war als am 18. Februar. Bis zum 12. März 1914 stieg der Druck auf

¹⁾ Der Druck ist der am Manometer gemessene und nicht auf die Höhenlage der Entwässerungsstränge bezogen (vgl. Abb. 14).

14,20 m, die abgeführte Wassermenge betrug 2,96 l/sec. und der Wasserstand im Becken hatte um faßt 7 m zugenommen. Dieser Sonderfall wird weiter unten noch näher behandelt werden.

Im allgemeinen kann man sagen: bei einer Quelle nimmt die Wassermenge mit dem in dieser Quelle nach ihrem Absperren herrschenden Druck zu und ab. In den andern Rohren herrscht aber ein ganz anderes Verhältnis von Druck und Abflußmenge.

In der Regel liefern die wasserseitigen Quellen mehr als die weiter nach der Luftseite zu liegenden. Nur von der Gruppe A hat die Quelle 3 die größte Wassermenge; vermutlich kommt dieses Wasser vom Hang her (vgl. das Streichen der Schichten Bl. 3).

Trotzdem die Entwässerungsstränge, wie oben erwähnt, an mehreren Stellen unterbrochen sind, hat sich im Laufe der Zeit doch ein Zusammenhang zwischen einigen getrennten Quellen hergestellt, wie durch Druck- und Wassermengenmessungen nachgewiesen ist. So scheint z. B. zwischen den Quellen 7 und 10 ein Zusammenhang zu bestehen. Nach Tabelle III zeigen beide bei einem Oberwasserstand + 229,38 einen Druck von 15,00 m Wassersäule an. Auf einen Zusammenhang von Quelle 3 und 6 weist eine Wassermengenmessung. Bei einem Wasserstand im Becken von + 238,94 wurden 3,30 l/sec. an der Quelle 3 gemessen und 0,05 l/sec. an der Quelle 6. Unmittelbar nach dem Schließen der Quelle 3 gab die Quelle 6 eine Wassermenge von 3,37 l/sec., bis auf einen geringen Messungsfehler die gleiche Wassermenge, welche vorher getrennt aus beiden Ausmündungen floß.

Diese Beziehungen, die zwischen einzelnen Sohlensträngen bestehen, erklären auch die Erscheinung, daß eine Quelle, die kein Wasser liefert, nach dem Schließen aller Mündungen ziemlich hohen Druck aufweist.

Nachdem das Wasser im Becken auf + 230,00 gestiegen war, durften die Dränagen zu Druckmessungen nicht mehr geschlossen werden, weil es für die Mauer nicht gut sein konnte, daß bald künstlich ein größerer Auftrieb an der Sohle hervorgerufen, bald beseitigt wurde. Nur zweimal wurden später noch Druckmessungen an den Sohlendrängen vorgenommen, die weiter unten behandelt werden.

Wassermengen der Sohlendränagen an der Waldecker Talsperre.

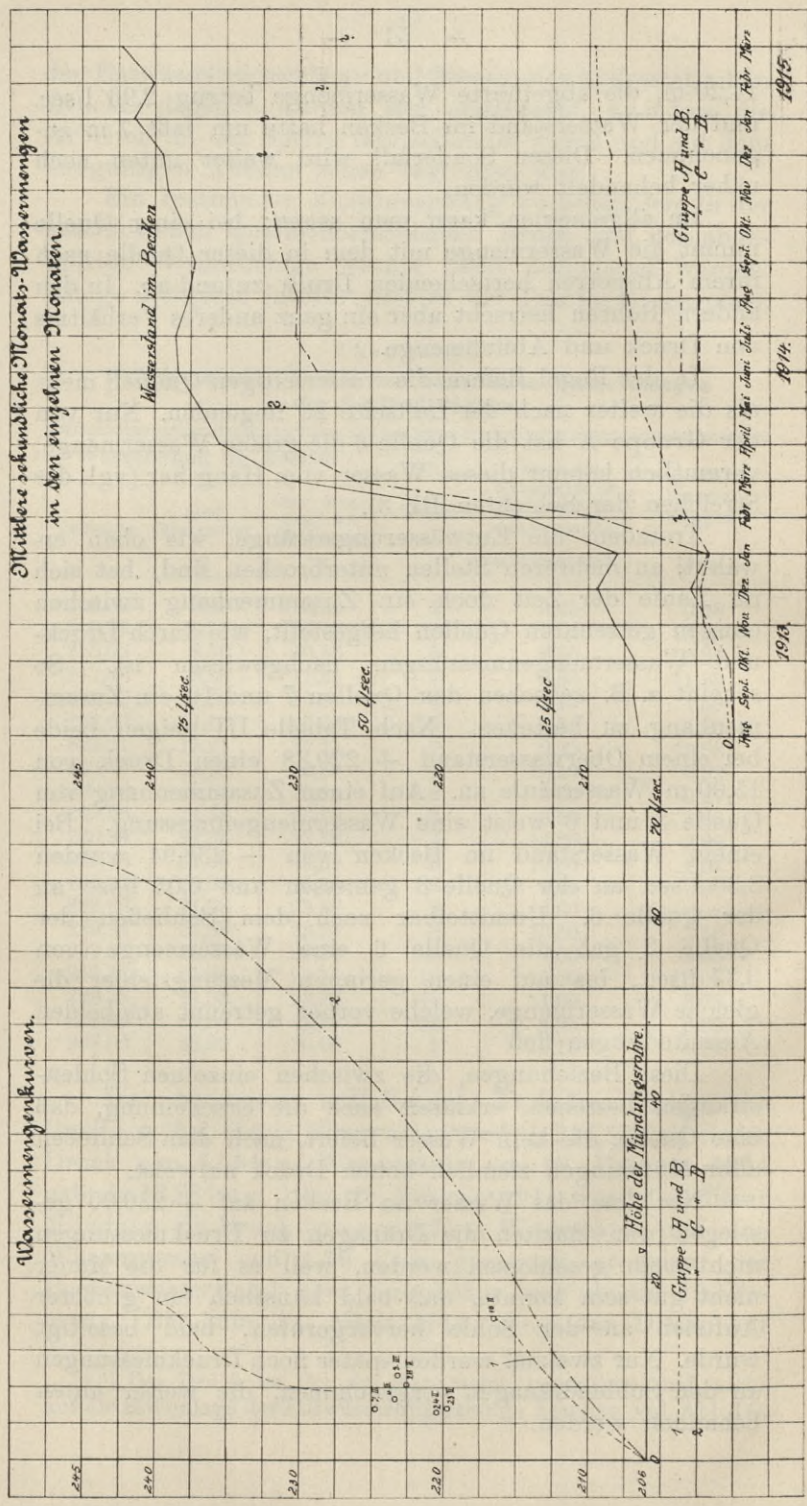


Abb. 15.

Die durch die Sohlenentwässerung abgeführten Wassermengen sind in Abb. 15 aufgetragen. Die Schaulinie 1 stellt die Wassermengen, die am linken Hang, also von Gruppe A und B, abgeführt werden, abhängig vom Beckenwasserstand dar und die Kurve 2 in gleicher Weise die Wassermengen, die am rechten Hang abfließen. Die Ergebnisse der Messungen am rechten Hang sind sehr unregelmäßig gewesen. Die Linie 2 gibt die durchschnittlichen Wassermengen bei den entsprechenden Wasserständen an. Ferner sind, um ein Bild zu bekommen, wie sich die Wassermengen der Sohlendränagen im Laufe der Zeit geändert haben, die mittleren sekundlichen Wassermengen in den einzelnen Monaten, gleichfalls getrennt nach Gruppe A, B und C, D mit den zugehörigen mittleren Monatswasserständen aufgetragen.

Bevor wir diese Schaulinien näher betrachten, muß noch das auffallende Verhalten der Quelle 4, auf das schon oben hingewiesen ist, näher beschrieben werden.

Am Anfang des ersten Aufstauens, das Ende Januar 1914 begann, nachdem schon im November 1913 das Wasser im Becken bis + 214,47 und im Dezember 1913 bis + 214,08 gestiegen war, konnte an der Quelle 4 im Stollen III nichts Auffälliges bemerkt werden. Dann aber nahm die Wassermenge sehr schnell zu (vgl. Tabelle IV S. 54/55).

Am 16. Februar lief sie so stark, daß sie mit dem gewöhnlichen Gefäß nicht gemessen werden konnte. Am 17. und 18. wurden die Messungen mit dem Flügel ausgeführt. Dieser erlitt am 19. leider eine Beschädigung, so daß die Messungen vom 19. bis 21. nicht gemacht werden konnten. In der ganzen Zeit vom 16. bis 21. Februar kam aus der Quelle 4 sehr trübes, lehmiges Wasser. Am 23. war die Wassermenge so zurückgegangen, daß sie wieder mit einem Gefäß gemessen werden konnte; im Laufe der Zeit ließ dann die Wassermenge weiter nach. In der Abflußrinne des Stollen III zeigte sich hierauf eine starke Ablagerung Lehm. Auch die Drücke an der geschlossenen Mündung nahmen erst zu, allerdings nicht in auffallender Weise, und nachher ab, obgleich das Wasser im Becken weiter stieg.

Die Quelle 4 hat vor dem 11. Februar 1914 von allen das meiste Wasser ausgeworfen; die Quelle 7 im Stollen IV kam ihr am nächsten.

Tabelle IV. Wassermengen und hydro-

Datum: Februar 1914	11.	12.	13.	14.	16.	17.	18.	19.
Wasserstand im Becken	210,30	210,76	211,35	212,23	214,20	215,48	216,53	217,38
Abgeführte Wasser- menge l/sec.	5,91	5,58	5,94	7,93	— ¹⁾	13,30	13,88	— ¹⁾
Druck am Manometer m Wassersäule	—	—	—	2,40	4,30	4,95	5,55	6,30

Der Umstand, daß Quelle 4, nachdem sie zeitweise den starken Abfluß gehabt hatte, nachträglich weniger Wasser gab, läßt sich folgendermaßen erklären: Es wird voraussichtlich der mitgerissene Lehm die Wasseradern vom Becken bis zur Sohlenentwässerung gedichtet haben. Denn daß weiter von da bis zum Austritt des Wassers eine Verstopfung der Quelle 4 eingetreten ist, ist nicht anzunehmen, da der feine Lehm — nur solcher konnte in die Entwässerungsstränge gelangen — durch die starke Strömung im Rohr mitgerissen werden mußte.

An den anderen Mündungen ist keine auffallende Änderung hinsichtlich der abgeführten Wassermenge oder der Beschaffenheit des Wassers wahrgenommen worden, als sich der beschriebene Vorgang an der Quelle 4 abgespielt hat. Nach der Abdichtung haben jene keine größeren Wassermengen abgeführt als früher, die nicht den höheren Oberwasserständen zugeschrieben werden könnten, sondern eher geringere; denn die Quelle 6 im Stollen III hat am 7. März 1914 gänzlich zu laufen aufgehört und später nur bei sehr hohen Oberwasserständen geringe Wassermengen geführt. Man kann auch hieraus schließen, daß eine Abdichtung am wasserseitigen Mauerfuß und keine Verstopfung der Quelle 4 eingetreten ist, die ein stärkeres Laufen der hinter ihr liegenden Mündungen hätte zur Folge haben müssen.

Bei Betrachtung der Schaulinien in Abb. 15 für die mittleren sekundlichen Wassermengen in den einzelnen Monaten sieht man, daß die Kurve für die am rechten Hang, also durch Gruppe C und D, abgeführten Wassermengen mit der Wasserstandslinie ungefähr gleichen Verlauf hat. Während des schnellen Ansteigens des Wassers im Becken in den Monaten Februar und März

statische Drücke der Quelle 4.

20.	21.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	Be- merkungen
218,00	218,47	219,70	220,50	221,28	221,78	222,27	222,60	
— ¹⁾	— ¹⁾	2,70	1,52	1,67	1,35	1,22	1,59	¹⁾ nicht gemessen
6,65	7,90	7,25	6,20	4,00	4,65	3,40	2,75	

1914 nimmt auch die Wassermenge stark zu. Es zeigen sich auch geringe Widersprüche zwischen beiden Kurven: man kann zeitweise ein Fallen des Beckenwasserstandes und ein gleichzeitiges Steigen der abgeführten Wassermenge beobachten. Auf diese Unregelmäßigkeiten in den Messungsergebnissen ist schon auf S. 53 hingewiesen worden; sie zeigen, daß die Sohlendränagen gegen geringere Wasserstandsschwankungen nicht sehr empfindlich sind. Immerhin haben beide Schaulinien einen annähernd übereinstimmenden Verlauf. An den mit ? bezeichneten Stellen ist die Wassermenge nicht festzustellen, da der Flügel zum Messen derselben nicht zur Verfügung stand.

Der Verlauf der Schaulinie für die mittleren sekundlichen Wassermengen in den einzelnen Monaten der Gruppen A und B am linken Hang zeigt gegenüber der Wasserstandslinie ein anderes Verhalten als die Kurve für die durch die Gruppen C und D abgeführten Wassermengen. Während die Wassermengenlinie für die Gruppen A und B vom August 1913 bis Januar 1914 ähnlich der Wasserstandskurve verläuft, steigt sie vom Februar ab auch nicht annähernd in gleichem Maße wie diese. Seine Ursache hat dieser Umstand in der auf S. 53—54 erörterten Abdichtung der Quelle 4 im Stollen III, die von allen Mündungen der Gruppen A und B die größte Wassermenge abgeführt hat und auch nach dem Abdichtungsvorgang noch liefert, also den Verlauf der Schaulinie am stärksten beeinflusst. Mit zunehmendem Oberwasserstand nimmt natürlich auch die ausgeworfene Wassermenge zu, allerdings in viel geringerem Maße als bei den Gruppen A und B.

Die in Abb. 15 vom Oberwasserstand abhängig dar-

gestellten Wassermengenkurven haben die Eigenschaft, daß sie bis zu einer bestimmten Wassermenge, die ungefähr 14 l/sec beträgt, nach unten gekrümmt sind, dann tritt ein Wendepunkt ein, und die Kurven krümmen sich nach oben. Diese Erscheinung hängt vermutlich damit zusammen, daß das Wasser durch Rohre abgeleitet wird.

Die Schaulinie 1 für die Wassermenge der Gruppen A und B ist gebrochen aufgetragen, weil im Februar 1914 die oben erwähnte Abdichtung erfolgt ist. Bei den Wasserständen, wo diese eingetreten ist, sind einige gemessene Wassermengen mit den Daten angegeben. Die am linken Hang abgeführten Wassermengen bleiben stets hinter denen am rechten Hang zurück: Linie 1 verläuft also steiler als Linie 2.

Bereits vor der Abdichtung hat die Kurve 1 bei 14 l/sec ihren Wendepunkt erreicht. Nach der Abdichtung verläuft sie zunächst sehr steil und ist leicht nach unten gekrümmt, erreicht zum zweiten Mal ihren Wendepunkt bei rund 14 l/sec und krümmt sich dann nach oben.

Aus der abgeführten Wassermenge den in den Dränagen herrschenden Druck zu errechnen, ist ein sehr unsicheres Verfahren, da durch eine Mündung oft mehrere Stränge ihr Wasser auswerfen (vgl. Blatt 3) und der Druck in den langen Entwässerungssträngen bei fließendem Wasser nicht überall gleich groß ist. An der Ausmündung zeigen die 2,00 m über diesen angebrachten Manometer (vgl. Abb. 14) keinen Druck an, auch bei den wasserseitigen Quellen nicht, die das meiste Wasser geben. Sehr groß kann also der Druck in den Entwässerungssträngen bei geöffneten Quellen nicht sein. Da aber die Ausmündungen der Entwässerungsstränge 6 m über diesen liegen, so muß überall in den Strängen, deren Ausmündungen Wasser abführen — und dies ist bei einem Oberwasserstand über +238,86 an allen 12 Quellen der Fall —, mindestens ein Druck von 6 m Wassersäule herrschen. Aus den luftseitigen Quellen fließt das Wasser so langsam, daß in den zugehörigen Entwässerungsrohren der Druck von 6 m Wassersäule kaum überschritten werden dürfte.

c) Vorrichtungen zum Messen des hydrostatischen
Sohlendruckes.

1. Allgemeine Beschreibung der Druckmeßvorrichtungen.

Nachdem wir oben die Maßnahmen kennen gelernt haben, durch welche ein Entstehen von Auftrieb an der Sohle verhindert oder dieser doch in erträglichen Grenzen gehalten werden soll, mögen im folgenden die Vorkehrungen, durch die der vorhandene hydrostatische Druck unter der Mauer zahlenmäßig gemessen werden kann, und die Messungen selbst behandelt werden. Den Erörterungen sollen die Meßvorrichtungen und die Messungen an der Oester-, Neye- und Waldecker Talsperre zugrunde gelegt werden.

Auf die freigelegte Sohle der genannten drei Talsperren sind an einigen Stellen unmittelbar auf den Felsen umgestülpte Teller aus Eisen gelegt, in denen sich das Preßwasser ansammeln kann. An jeden Teller, die einen Durchmesser von 10 bis 30 cm haben, ist oben (vgl. Abb. 16) ein eisernes Rohr angebracht, das nach einem Stollen führt, wo mittels eines an-

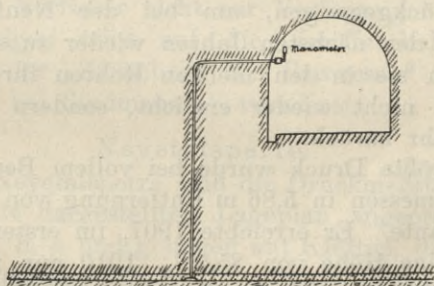


Abb. 16. Druckmeßvorrichtung.

geschlossenen Manometers unter Berücksichtigung des Höhenunterschiedes zwischen Sohle und Manometer der vorhandene Druck gemessen werden kann.

2. Ergebnisse der Druckmessungen an der Sohle.

Oestertalsperre.

Bei der Oestertalsperre sind die Meßstellen in 4 Querschnitten angeordnet. Ihre Lage ist aus dem Lageplan Abb. 11 zu ersehen. Die Ergebnisse sind bereits in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1913 von Regierungs-

baumeister Schäfer veröffentlicht. Es soll hier kurz darauf zurückgegriffen werden.

Die Höhe der Oestertalsperre über der theoretischen Gründungssohle beträgt rund 36 m. Von den Druckmeßstellen ist die vorderste von der wasserseitigen Kante 5,86 m entfernt. Mit zunehmender Beckenfüllung steigt auch der Druck an den einzelnen Meßstellen. Dieser verteilt sich ungefähr nach einem Trapez über die Sohle. In der Nähe der Wasserseite ist er am größten, an der Luftseite am kleinsten. Der volle Druck der Beckenwasserhöhe über der Sohle tritt an keiner Meßstelle auf. Den größten Auftrieb zeigt der am wenigsten tief gegründete Querschnitt A-B, den kleinsten der am tiefsten gegründete E-F und G-H an, obwohl G-H durch eine wasserführende Kluft geht. Da auch in C-D, der ebenfalls tiefer als A-B gegründet ist, der Auftrieb geringer ist, scheint eine tiefere Gründung, weil dabei festere und dichtere Schichten angetroffen werden, zur Herabminderung des Auftriebes beizutragen (vgl. auch S. 43 und 47).

Mit fallendem Wasser sind die gemessenen Druckhöhen zurückgegangen, um bei der Neufüllung des Beckens in den nächsten Jahren wieder zu steigen. Jedoch haben sie in den meisten Rohren ihren früheren Höchstwert nicht wieder erreicht, sondern gehen von Jahr zu Jahr zurück.

Der größte Druck wurde bei vollem Becken an der Stelle a gemessen in 5,86 m Entfernung von der wasserseitigen Kante. Er erreichte 1907, im ersten Jahre der Füllung, eine Höhe von 85,5%, 1910 nur noch 71,2% des Außendruckes; an der Luftseite im Rohr c betrug der Druck 43% des Oberwasserstandes bei der ersten Beckenfüllung.

In den Rohren e und m war der Druck 1910 größer als 1907. Ein auffallendes Verhalten wurde an den Druckmeßstellen des Querschnittes G—H beobachtet. Schaefer schreibt darüber:

„Vom 4. bis 6. Mai 1907 stieg der Druck im Rohr k um 10 m, während er gleichzeitig im Rohr l um 4,2 m und im Rohr m um 3 m wuchs. Dagegen hob sich der Wasserstand im Becken in der gleichen Zeit um nur 1,11 m (bis zur vollständigen Füllung. Der Verf.).

Hier scheint also tatsächlich der Fall eingetreten zu

sein, daß infolge des Unterdruckes¹⁾ die Fuge aufklaffte und ein tieferes Eindringen des Wassers ermöglichte, so daß der Unterdruck erheblich vergrößert wurde. Dieser erreichte seinen Höchstwert in den Schnitten G—H und E—F erst am 9. Mai, während er ihn in den Schnitten A—B und C—D schon am 6. Mai aufwies. Im Jahre 1908 entsprach der höchste Druck in den Rohren k und l etwa dem Stande vom 6. Mai 1907, während Rohr m noch um 4,5 m über den höchsten Stand von 1907 gestiegen war. Dagegen blieb 1910 Rohr k um 15,2 m, Rohr l um 5,1 m und Rohr m um 1,2 m unter dem höchsten überhaupt beobachteten Stand zurück. In den Jahren 1909 und 1911 war das Becken nicht ganz gefüllt, so daß Vergleiche nicht gezogen werden können.

Das bedeutende Nachlassen im Querschnitt G—H in den Jahren 1908 und 1910 ist vielleicht dadurch zu erklären, daß die vor dem Rohre k gefaßte Quelle in diesen Jahren 300 l/Stunde mehr lieferte als 1907.⁴ Die Quellfassung wirkt also offenbar wie eine Sohlendränage auftriebmindernd.

Die Messungsergebnisse der Jahre 1912 bis 1915 standen dem Verfasser nicht zur Verfügung.

Im übrigen wird auf die Veröffentlichung von Schaefer in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1913 über „Unterdruck bei Staumauern“ verwiesen.

Neyetalsperre.

An der Neyetalsperre sind die Druckmeßstellen nach dem auf S. 44 dargestellten Lageplan angeordnet. Die Meßstellen a, b, e und g liegen auf Klüften, die anderen auf festem Felsen.

Tabelle V.

Die hydrostatischen Druckhöhen an der Sohle der Neyetalsperre in m Wassersäule bei einem Oberwasserstand von 31,20 m über mittlerer Gründungssohle.

Jahr	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1910	17,71	16,50	15,04	9,82	14,04	17,63	16,81	13,61	10,07
1911 ²⁾	17,51	14,80	13,64	9,62	—	16,63	15,81	11,61	9,57
1912	17,61	13,10	15,04	9,52	—	17,23	16,41	12,41	9,67
1913	17,21	—	15,04	9,72	—	16,93	16,01	12,31	9,57
1914	17,11	—	15,04	9,62	—	16,83	15,81	12,11	9,37

¹⁾ Schaefer bezeichnet mit „Unterdruck“ den Auftrieb an der Sohle der Sperrmauer.

²⁾ Es fehlte 0,98 m an der vollen Beckenfüllung.

Das Becken war im Jahre 1910 zum ersten Male gefüllt. In der Tabelle V sind die Druckhöhen bei gefülltem Becken, d. h. bei 31,20 m Wasserstand über der durchschnittlichen Sohle, bezogen auf diese, für die Jahre 1910 bis 1914 zusammengestellt.

Auch diese Beobachtungen ergeben im allgemeinen eine Abnahme des hydrostatischen Sohlendruckes von der Wasserseite nach der Luftseite zu. Trotzdem bei der Neyetalsperre der Untergrund als durchaus fest und dicht bezeichnet werden muß, hat sich doch ein nicht unbeträchtlicher Sohlendruck entwickelt, der allerdings hinter dem bei der Oestertalsperre gemessenen, namentlich an der Wasserseite, zurückbleibt. Er beträgt an der Stelle a in 4,27 m Abstand von der wasserseitigen Kante bei der ersten Füllung etwa 57% des vollen Oberwasserdruckes. Begünstigt wird die Entstehung des Auftriebes hier durch die talwärts geneigten Schichten des Untergrundes, weniger durch das Streichen derselben. Da die Neyetalsperre durchschnittlich 8 m und die Oestertalsperre nur 4—4,5 m unter Geländefläche gegründet ist, scheint durch die beobachteten Unterschiede die Ansicht bestätigt zu werden, daß durch eine tiefere Gründung der Auftrieb an der Sohle herabgemindert wird; allerdings muß man auch die Beschaffenheit des Untergrundes in Betracht ziehen.

Im Laufe der Jahre ist nicht, wie bei der Oestertalsperre, eine nennenswerte Abnahme des Auftriebes an der Sohle eingetreten; es sind aber auch die bei der ersten Füllung gemessenen Druckhöhen später nie überschritten worden. Man wird hieraus schließen können, daß die Sohle in der Regel bei der ersten Füllung den größten Auftrieb erhält, der später wohl teilweise wieder erreicht, aber ohne das Eintreten besonderer Umstände nicht überschritten wird. Einige Meßstellen zeigen auch an der Neyetalsperre ein geringes Nachlassen des Auftriebes. Bei b und e konnte sogar seit 1913 bzw. 1911 überhaupt kein Druck mehr gemessen werden.

Waldecker Talsperre.

Die Vorrichtungen zum Messen des hydrostatischen Sohlendruckes und die Ergebnisse der Messungen an der Waldecker Talsperre sollen ausführlicher behandelt werden, weil sie zur Zeit noch nicht veröffentlicht und hinsichtlich

des Einflusses der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb an der Sohle von besonderem Interesse sind.

Bei der Waldecker Talsperre ist nach Blatt 3 am rechten und linken Hang je eine Gruppe von je 5 Meßstellen angelegt. Sie mögen mit den Buchstaben a—k bezeichnet werden (vgl. Blatt 3). Die Meßpunkte jeder Gruppe liegen nicht in einem Querschnitt. Aber der Übersichtlichkeit halber sind die Kurven der gemessenen Druckhöhen in Abb. 17 S. 62 so aufgetragen, als wenn die 5 Meßpunkte in einem Querschnitt liegen.

Aus den Schnitten A—B und G—H auf Blatt 3 ist die genaue Lage der einzelnen Stellen zueinander zu ersehen; die äußersten liegen möglichst weit an der Wasser- oder Luftseite. Die Höhenlage der Meßpunkte ist am linken Hang + 200,00 im Mittel, mit Ausnahme von a, der im Sporn auf rund + 198,00 liegt. Am rechten Hang liegen die Meßpunkte wegen der tieferen Gründung der Sperre dort auf rund + 199,00 und f gleichfalls auf rund + 198,00.

Die Ansatzstellen für die Manometer sind in Höhe rund + 207,70 angeordnet. Um also den hydrostatischen Druck an der mittleren Gründungssohle zu erhalten, sind zu den am Manometer abgelesenen Drücken noch 7,70 oder 8,70 m Wassersäule hinzuzählen.

Außer diesen beiden Gruppen von Meßpunkten am rechten und linken Hang sind noch 2 Meßstellen l und m ungefähr in der Mitte der Baugrube der Talsperre angeordnet. Sie liegen in einer ausgehobenen Tonkluft und zwar unmittelbar über einer stark wasserführenden Ader, die während des Baues mit einer später vergossenen Rohrleitung gefaßt worden ist. Die Meßstelle l liegt von der wasserseitigen Kante 4,64 m entfernt auf Ordinate + 197,94 und die Stelle m 23,34 m auf Ordinate + 197,36 (vgl. den Lageplan und den Schnitt E—F auf Blatt 3). Die Anschlußstutzen für die Manometer liegen auf + 205,00.

Druckmessungen bei geöffneten Sohlendränagen.

Zunächst sollen die Druckmessungen bei normalem Betrieb der Talsperre, d. h. bei geöffneten Sohlendränagen, behandelt werden. Hierauf soll der Einfluß der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb erörtert werden.

Bei Beginn der ersten Füllung des Beckens Ende

Der hydrostatische Sohlendruck bei der Waldecker Talsperre in m Wassersäule. Maßstab ungefähr 1 : 600.

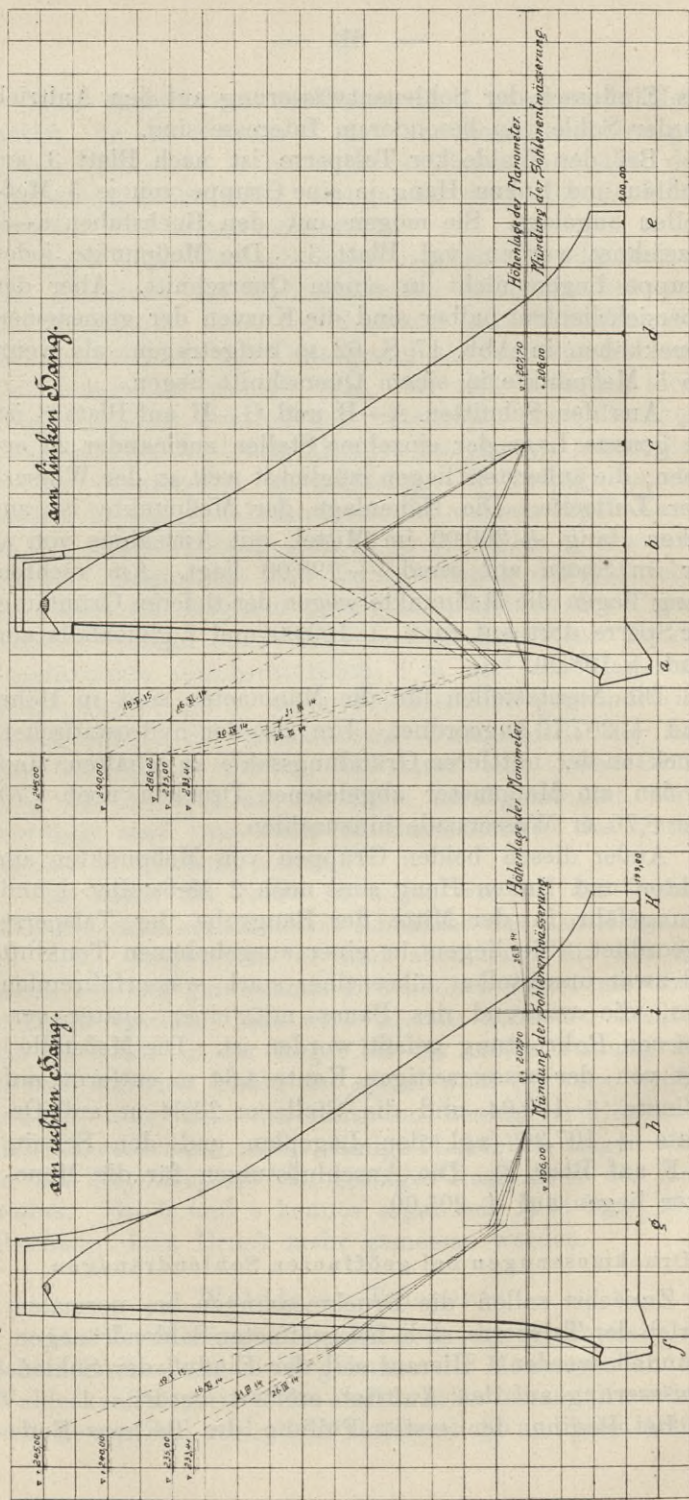


Abb. 17.

Januar 1914 waren die eigentlichen Druckmeßvorrichtungen noch nicht fertig. Erst vom 16. März 1914 ab konnten die Druckmessungen regelmäßig gemacht werden,

Mittlere monatliche hydrostatische Druckhöhen an der Sohle bei der Waldecker Talsperre.

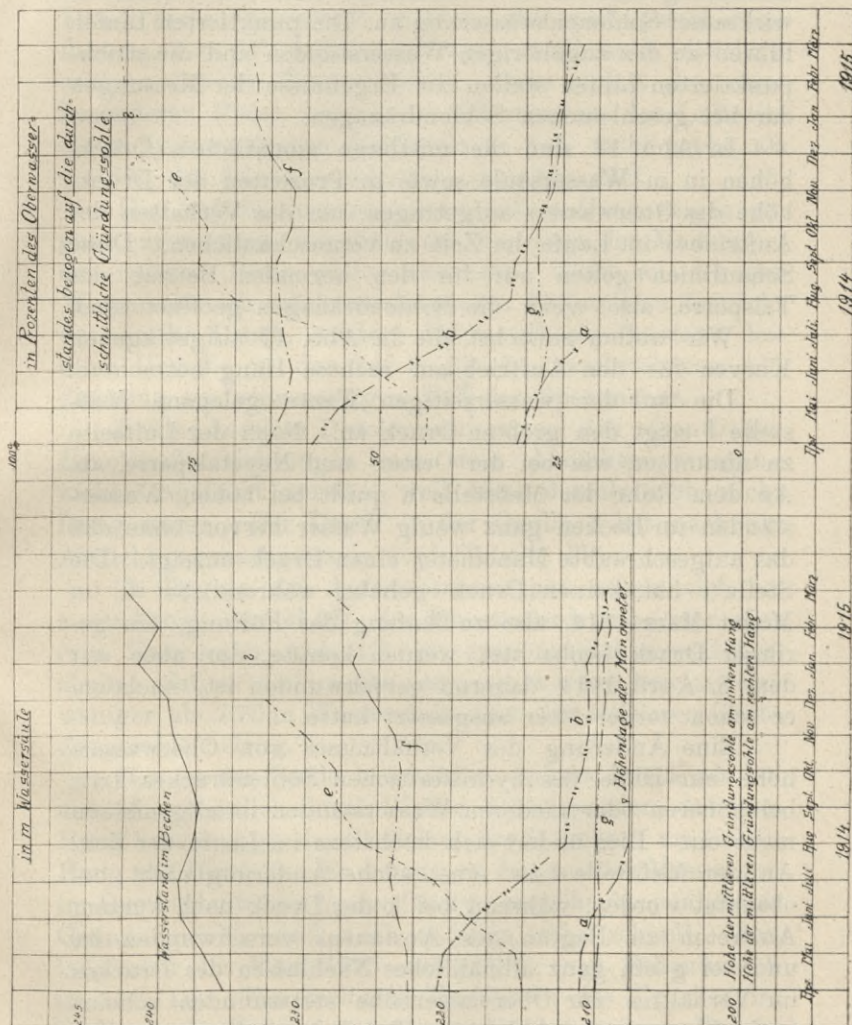


Abb. 18.

während an den Sohlendränagen der Druck schon etwa 1 Monat früher gemessen werden konnte.

Im Jahre 1914 ist das Becken der Waldecker Talsperre nur bis Ordinate + 240,21 gefüllt worden. Die Überfallkante, die auf + 245,00 liegt, ist zum erstenmal am 19. Januar 1915 erreicht worden.

In Abb. 17 sind einige Messungen der Druckhöhen mit den zugehörigen Wasserständen unter Angabe der Daten aufgetragen. Die ausgezogenen Linien geben die Auftriebsgrößen in m Wassersäule über der Sohle bei wirksamer Sohlenentwässerung an. Die punktierten Linien führen zu den zugehörigen Wasserständen und die strichpunktierten Linien stellen die Ergebnisse der Messungen dar bei geschlossenen Sohlendränagen.

In Abb. 18 sind die mittleren monatlichen Druckhöhen in m Wassersäule sowie in Prozenten der Druckhöhe des Oberwassers aufgetragen, um das Verhalten des Auftriebes im Laufe der Zeit zu veranschaulichen. Diese Schaulinien gelten nur für den normalen Betrieb der Talsperre, also wenn die Sohlendränagen geöffnet sind.

Wir wollen zunächst die in Abb. 17 aufgetragenen Kurven für den Auftrieb am rechten Hang betrachten.

Die an der wasserseitigen Kante gelegene Meßstelle f zeigt den größten Druck an. Nach der Luftseite zu nimmt er, wie bei der Oester- und Neyetalsperre, ab. An dem Rohr der Meßstelle h quillt bei hohen Wasserständen im Becken ganz wenig Wasser hervor, ohne daß das aufgeschraubte Manometer einen Druck anzeigt. Die Stelle i hat keinen Druck gehabt, während bei k im Monat März 1914, also zu Anfang der Füllung, ein geringer Druck beobachtet werden konnte, der aber seit dem 8. April 1914 dauernd verschwunden ist, nachdem er schon vorher öfter ausgesetzt hatte.

Eine Änderung des Verhältnisses von Oberwasserhöhe zur Höhe des hydrostatischen Sohlendruckes tritt bei höheren oder niederen Wasserständen im allgemeinen nicht ein. Dies ändert sich höchstens im Laufe der Zeit. An der Meßstelle f ist eine solche Änderung nicht beobachtet worden, während bei k der Druck nach kurzem Auftreten zu Beginn des Anstauens verschwunden ist und bei g ein ganz allmähliches Nachlassen des Druckes im Verhältnis zur Oberwasserhöhe stattzufinden scheint (vgl. Kurve g in Abb. 18). Bei f beträgt der hydrostatische Sohlendruck bei vollem Becken nicht ganz $\frac{2}{3}$ (genau 65,7 %) des Oberwasserdruckes; an der Stelle g ist ein Druck von 11,6 m Wassersäule auf durchschnittliche Gründungssohle + 199 bezogen vorhanden, d. h. 25,2 % des Oberwasserdruckes. Da an der Stelle h Wasser heraustritt, ohne daß am Manometer ein Druck

angezeigt wird, ist dort die Druckhöhe = 8,70 m oder = 18,9%. An allen übrigen Meßstellen ist bei vollem Becken an den 8,70 m über der mittleren Gründungssohle befindlichen Manometern ein hydrostatischer Druck nicht festgestellt worden. Er muß jedoch mindestens 7 m Wasserhöhe betragen, weil auch die luftseitigen Quellen Wasser liefern; dieses strömt aber ohne besonderen Druck heraus, so daß man an der Luftseite einen hydrostatischen Sohlendruck von nicht mehr als ~ 16% des Oberwasserdruckes erwarten darf.

Die Auftriebsmessungen am linken Hang zeigen ein ganz eigenartiges Ergebnis, das von dem der Messungen am rechten Hang völlig abweicht. Nicht an der der Wasserseite am nächsten liegenden Meßstelle a herrscht der größte Druck, sondern bei b. Dieser Umstand hat seine Ursache in der auf S. 53—54 beschriebenen Abdichtung am wasserseitigen Fuß der Sperrmauer.

Leider konnten Druckmessungen an den eigentlichen Druckmeßvorrichtungen vor dem Abdichtungsvorgang nicht ausgeführt werden, weil diese damals noch nicht fertig waren. Der Druck in der Quelle 4 hat nach der Abdichtung nachgelassen (vgl. Tabelle IV).

Zu Beginn der Auftriebsmessungen zeigte sich bei a ein Druck von 31,2% des Oberwasserdruckes, der aber (vgl. Kurve a in Abb. 18) bis zum August soweit herabging, daß er nicht mehr gemessen werden konnte, also weniger als 7,70 m Wassersäule über der mittleren Gründungssohle betrug.

Der an der Stelle b erheblich höhere Druck als bei a wird vermutlich durch Wasser hervorgerufen, das vom Hang kommt (vgl. das Streichen der Schichten am linken Hang auf Blatt 3). Er betrug zu Beginn der Messungen im Durchschnitt 58,8% der Oberwasserhöhe über mittlerer Gründungssohle und sank anfangs sehr schnell, dann langsamer bis März 1915 auf 22,2% (vgl. Schaulinie b in Abb. 18). Ein weiteres Nachlassen des Druckes ist im Laufe der Zeit zu erwarten. An den anderen Druckmeßstellen c, d und e konnte nie ein hydrostatischer Druck festgestellt werden. Bestimmt ist bei höheren Wasserständen — über 238,86 — ein solcher von 6,00 m Wasserhöhe vorhanden, da sämtliche Quellen von diesem Wasserstand ab Wasser liefern.

Die Ergebnisse der Auftriebsmessungen am linken

Hang der Waldecker Talsperre müssen als ein Sonderfall angesehen werden und dürfen nicht verallgemeinert werden.

Außer den Druckmessungen an den beiden Gruppen von Meßstellen des linken und rechten Hanges sind noch die Messungen an den auf S. 61 beschriebenen Meßpunkten l und m (vgl. Blatt 3 Schnitt E—F) zu behandeln. Da beide Meßpunkte über einer stark wasserführenden Ader liegen, sollte man einen starken Auftrieb erwarten. Aber entgegen dieser Annahme zeigt nur die vordere Meßstelle l Druck an, und zwar hat sich dieser nicht sofort zu Beginn der Füllung eingestellt, sondern er ist zum erstenmal bei einem Beckenwasserstand von + 234,26 am 28. März 1914 beobachtet worden, während an den anderen Meßstellen schon einige Zeit vorher Druck festgestellt werden konnte. Die mittleren monatlichen Drücke und die Druckhöhen im Verhältnis zur Oberwasserhöhe sind durch die Schaulinien l in Abb. 18 dargestellt. Nach anfänglich geringer Größe von 37% des Außenwasserstandes ist der Druck im Laufe der Zeit bis März 1915 auf 86% des Beckenwasserstandes gestiegen. Bei vollem Becken konnte der Druck nicht gemessen werden, weil infolge Hochwassers unterhalb der Sperrmauer das Manometeranschlußstück unter Wasser gesetzt war.

Die Meßstelle m zeigt keinen Druck an. Die Entstehung des großen hydrostatischen Druckes bei l ist durch das Vorhandensein der Wasserader in der Kluft zu erklären, die eine wunde Stelle in dem Untergrund ist. Es wird aber nur ein ganz kleiner Teil der Sohle von diesem großen Druck getroffen, weil solche Klüfte weiter nicht vorhanden sind und der Druck sich auch nicht weit unter die Mauer erstreckt, denn an der Stelle m ist keiner mehr zu beobachten. Auf ein Aufklaffen der Gründungsfuge, wie bei der Oestertalsperre, ist die Steigerung des Druckes bei l nicht zurückzuführen, weil dies ein viel schnelleres Ansteigen zur Folge haben müßte. Außerdem ist ein Abheben des Mauerfußes bei den niedrigen Wasserständen, bei denen die Zunahme des Auftriebes bei l angefangen hat, ausgeschlossen.

Einfluß der Sohlenentwässerung auf den
hydrostatischen Sohlendruck.

Beginnen die Auftriebsmessungen unter normalem Betrieb an der Talsperre erst mit dem 16. März 1914 bei einem Wasserstand + 231,86, so liegen doch schon Messungen des Druckes an den Ausmündungen der Sohlendränagen seit dem 18. Februar 1914 vor. Allerdings sind diese Messungen nicht bei normalem Betrieb, sondern bei geschlossenen Quellen ausgeführt, und zwar nur bis zu einem Wasserstande + 230,00. Nur zweimal sind später einige Quellen vollständig geschlossen worden.

Die Druckmessungen an den Quellen sind ausgeführt, als bei der ersten Füllung das Wasser im Becken von + 212,23 bis + 229,96 gestiegen ist.

Die folgenden Angaben über die Druckhöhen beziehen sich auf die mittlere Gründungssohle.

Die Gruppen C und D am rechten Hang haben sehr gut übereinstimmende Resultate geliefert. Auf S. 51 ist ausgeführt, daß ein Zusammenhang einiger Dränagen besteht. An der Wasserseite sind 78—80%, in der Mitte 61—65% und an der Luftseite 47—53% des Oberwasserdruckes gemessen worden.

Bei Gruppe A hat der Druck an der Wasserseite 61—72%, in der Mitte 48—51% und an der Luftseite 47—50% betragen. Bei Gruppe B hat der Druck seinen verhältnismäßigen Höchstwert an der Wasserseite zu 87% am 16. Februar 1914 erhalten, also kurz vor dem Eintreten der Abdichtung (vgl. Tabelle IV). Bis zum 28. Februar ist dann der hydrostatische Sohlendruck auf 48% heruntergegangen bei einem Oberwasserstand + 222,60 und ist schließlich wieder bis zu 76% bei einem Beckenwasserstand + 229,96 am 12. März 1914 gestiegen. An der Quelle 5 hat sich ein Einfluß der Abdichtung auf den Sohlendruck nicht bemerkbar gemacht; er schwankt während der ganzen Zeit der Messungen zwischen 60 und 69%. An der Luftseite, wo überhaupt erst ein Druck bei einem Beckenwasserstand + 223,04 gemessen werden konnte, schwankt er zwischen 48 und 49%.

Die oben beschriebenen Druckmessungen an den Sohlendränagen sind in der Zeit vom 16. Februar bis 12. März 1914 gemacht. Die später dort angestellten

Messungen, die weiter unten behandelt werden, haben wesentlich andere Ergebnisse gezeigt.

Während man an der Druckmeßvorrichtung für normalen Betrieb nur den hydrostatischen Sohlendruck an einem Punkt ermitteln kann, geben die Messungen an den Sohlendränagen, die sich über die ganze Sohle der Mauer erstrecken, ein Bild, wie sich der Auftrieb an der ganzen Sohle verteilt, allerdings dann, wenn die Quellen geschlossen sind, also wenn keine Sohlenentwässerung vorhanden ist.

Untersuchen wir jetzt den Einfluß der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb an der Sohle.

Trotzdem die drei wasserseitigen Entwässerungsstränge zu einer Ausmündung zusammengefaßt sind (vgl. Lageplan Blatt 3), erscheint es zweifelhaft, daß nach deren Schließen der Druck in den drei Strängen gleich groß ist, weil durch das Absperren der Ausmündungsröhre der Wasserverkehr an der Sohle zwar bedeutend erschwert, aber doch nicht ganz aufgehoben wird. Man wird deshalb annehmen können, daß in dem vorderen Strang ein größerer Druck herrscht als in den beiden anderen. Es mag aber hier nur der an der Mündung gemessene Druck berücksichtigt werden, da sich der tatsächlich vorhandene Druck in den einzelnen Saugsträngen auch nicht annähernd berechnen läßt.

Den an den Quellen von Mitte Februar bis Mitte März 1914 beobachteten Druckhöhen sollen die Messungen gegenübergestellt werden, die an den eigentlichen Druckmeßvorrichtungen bei geöffneten Dränagen am Schluß des Monats März — also nur kurze Zeit später — gemacht sind, und zwar nur die Beobachtungen am rechten Hang, weil dort in der kurzen Zeitspanne, die zwischen den genannten beiden Messungen liegt, eine Änderung des Sickerwasserabflusses oder des Auftriebes an der Sohle nicht eingetreten ist.

Bei nicht wirksamer Sohlenentwässerung wurde an der Quelle 7 und 10 ein Druck von 78—80% der Oberwasserhöhe festgestellt, während an den beiden Druckmeßstellen f und g, die im Entwässerungsgebiet der Quellen 7 und 10 liegen (vgl. Blatt 3), bei wirksamer Sohlenentwässerung ein hydrostatischer Druck von 69% und 32% ermittelt wurde (bei einem Oberwasserstand + 233,76 am 27. März 1914). An der Quelle 11 wurde

nach ihrem Absperren eine Druckhöhe von 61—65% beobachtet, während die in ihrer Nähe liegende Druckmeßstelle h am 27. März 1914 keinen Druck bei geöffneten Sohlendränagen hatte; er muß also kleiner als 25% sein. Die weiter nach der Luftseite zu liegenden Druckmeßstellen zeigten gleichfalls bei geöffneter Sohlenentwässerung keinen Druck an, während er an den Quellen 9 und 12 nach dem Absperren zu 47—53% ermittelt wurde.

Die Messungen des Druckes in den Sohlendränagen am linken Hang lassen sich nicht mit den später ausgeführten Messungen an den eigentlichen Druckmeßvorrichtungen vergleichen, weil dort die oben beschriebene Abdichtung am wasserseitigen Mauerfuß eingetreten ist, die Verhältnisse sich also in der Zeit zwischen den Messungen an den abgesperrten Quellen und an den eigentlichen Druckmeßvorrichtungen gänzlich geändert haben.

Immerhin zeigt der oben angestellte Vergleich der Messungen am rechten Hang, daß der Sohlenentwässerung eine gute Wirkung auf die Herabminderung des Auftriebes an der Sohle zuzuschreiben ist.

Am 30. April und 1. Mai 1914, bei einem Oberwasserstand + 236,02 und + 236,09, sollte nochmals ein Versuch gemacht werden, den Einfluß der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb festzustellen. Dieser Versuch konnte leider nicht in einwandfreier Weise ausgeführt werden, weil am rechten Hang sofort nach dem Schließen der Sohlendränagen an zahlreichen Stellen Wasser in solchem Maße aus dem unteren Mauerwerk drang, daß die Quellen wieder geöffnet werden mußten, bevor der Druck gemessen werden konnte; denn dieser stellt sich in voller Höhe erfahrungsgemäß erst einige Zeit nach dem Schließen der Absperrschieber ein. Die Erscheinung, daß bei höheren Oberwasserständen und bei außer Wirkung gesetzter Sohlenentwässerung Sickerwasser in erheblichem Maße auch aus dem Mauerwerk dringt, zeigt uns die Bedeutung einer solchen Sohlenentwässerung in anderer Beziehung: sie mindert nicht nur den Auftrieb an der Sohle, sondern auch den Innendruck im unteren Teil des Mauerwerkes herab.

Die Sohlendränagen am linken Hang konnten unbedenklich geschlossen und die Messungen ausgeführt

Tabelle VI. Messungsergebnisse des hydrostatischen Sohlen-
linken Hang der

Datum 1914	Wasserstand im Becken	Quelle					
		1	2	3	4	5	6
12. März	229,96	20,80 (70)	14,30 (48)	14,20 (48)	22,60 (76)	18,10 (61)	14,20 (48)
30. April	236,02						
30. April	236,02	24,10 (67)	17,40 (48)	9,18 (25)	13,0 (36)	18,30 (50)	9,20 (25)
1. Mai	236,02	24,00 (67)	18,00 (50)	9,10 (25)	12,90 (36)	18,25 (50)	9,10 (25)

werden. Die Quellen blieben über Nacht zu, und am folgenden Tage wurde noch eine Messung gemacht. In Tabelle VI sind die Ergebnisse dieser Messungen zusammengestellt und auch die Messung des Druckes in den Entwässerungssträngen vom 12. März 1914 hinzugefügt.

Die in Klammern beigefügten Zahlen bedeuten die Druckhöhe in Prozenten der Oberwasserhöhe. An der Meßstelle a (vgl. Lageplan Blatt 3) ist durch das Schließen der Sohlendränagen eine Änderung des Druckes nicht eingetreten, was auf die Abdichtung am wasserseitigen Fuß zurückzuführen ist. Der Druck beträgt bei a nach dem Absperren der Sohlenentwässerung 31—32%, während an der Quelle 4, in deren Entwässerungsfeld a liegt, 36% gemessen worden ist. Bei b dagegen ist der Druck nach dem Schließen der Sohlendränagen von 20,75 m auf 27,70 m Wassersäule gestiegen, d. h. er hat um rund 20% zugenommen (vgl. Tabelle VI). Er überschreitet den Druck in der Quelle 1, in deren Bereich der Meßpunkt b liegt (vgl. Lageplan auf Blatt 3). Diese Erscheinung mag daher kommen, daß in den Entwässerungssträngen trotz des Schließens eine Strömung aufgetreten ist. Tatsächlich ist durch die Entwässerungsstränge der Gruppen C und D am rechten Hang nach dem Schließen der Quellen am linken Hang eine Wassermenge abgeführt worden, die um mindestens 75—80% der ganzen sonst am linken Hang abfließenden Wassermenge gestiegen war. Genau konnte die Zunahme nicht

druckes in m Wassersäule bei geschlossenen Sohlendränagen am Waldecker Talsperre.

Druckmeßstelle								Bemerkungen
a	b	c	d	e	α	β	γ	
11,38 (31,5)	20,75 (57,5)	—	—	—	—	—	—	vor dem Schließen der Sohlendränagen
11,20 (31)	27,70 (77)	—	—	—	—	—	—	
11,50 (32)	27,50 (76)	—	—	—	0,10 ¹⁾	—	—	¹⁾ am Manometer

festgestellt werden, weil die Menge der Quelle 7 wegen Reparatur des Flügels nicht gemessen werden konnte. Die hydrostatischen Drücke an den Druckmeßvorrichtungen des rechten Hangs hatten keine Änderung durch das Schließen der Quellen am linken Hang erfahren. Da die Quellen am rechten Hang nicht geschlossen werden durften und hierdurch die Sohlenentwässerung nicht gänzlich außer Wirksamkeit gesetzt werden konnte, läßt der angestellte Versuch nicht mit Genauigkeit einen zahlenmäßigen Einfluß der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb, besonders bei den ungewissen Verhältnissen am linken Hang, erkennen. Wenn sämtliche Quellen geschlossen werden, muß die Steigerung des Auftriebes an den einzelnen Druckmeßstellen noch größer werden. Die festgestellte Druckzunahme hat genügt, um fast das ganze Wasser der Sohlendränagen des linken Hanges durch die Trennungsschichten zwischen den Entwässerungssträngen nach dem rechten Hang zu drücken. Immerhin zeigen auch hier die angegebenen Zahlen, daß die Sohlenentwässerung einen recht erheblichen Einfluß auf die Größe des Auftriebes hat, der natürlich von der Anzahl und Lage der Entwässerungsstränge, sowie von der guten Vorflut abhängig ist.

Eine nennenswerte Änderung des verhältnismäßigen Druckes an den Quellen der Gruppe A ist im Laufe der Zeit nur bei 3 eingetreten. Dort hat der Druck am 30. April 1914 25% gegen 48% am 12. März 1914 betragen. Dagegen hat der Druck in den Strängen der Gruppe B

sehr erheblich nachgelassen, wie dies auch infolge der am wasserseitigen Mauerfuß eingetretenen Abdichtung zu erwarten ist.

Später sind die Quellen im Stollen I zur Beseitigung einer Verstopfung des Abflußrohres des Stollens nochmals geschlossen worden. Die vorgenommene Druckmessung hat gleichfalls eine erhebliche Zunahme des Druckes an der Sohle ergeben. Da aber die Quellen der Gruppe B in Wirksamkeit gewesen sind, geben diese Messungen ein noch ungenaueres Bild von der zahlenmäßigen Einwirkung der Sohlenentwässerung auf den Auftrieb.

Am rechten Hang ist an die Quelle 7 zur Speisung einer Maschine im Schieberhaus eine Wasserleitung angeschlossen. Wenn die Maschine im Betrieb ist, so muß der Schieber an der Ausmündung zum Teil geschlossen werden. Vorgenommene Druckmessungen haben dann eine Steigerung des Auftriebes an der Sohle ergeben. Die zum Teil geschlossene Quelle gibt etwa $\frac{1}{5}$ weniger Wasser, als wenn sie ganz geöffnet ist. Von einer Erörterung dieser Messungen ist abgesehen, weil sie einen klaren Vergleich mit den Messungsergebnissen bei ungehinderter Sohlenentwässerung nicht zulassen.

d) Vergleich der Ergebnisse der Druckmessungen an der Sohle der Oester-, der Neye- und der Waldecker Talsperre miteinander.

Bei allen Auftriebsmessungen an der Oester-, der Neye- und der Waldecker Talsperre zeigt sich, von wenigen Ausnahmen abgesehen, die gleiche Erscheinung, daß der hydrostatische Sohlendruck an der Wasserseite seinen Größtwert erreicht und nach der Luftseite zu abnimmt.

Von den drei hier behandelten Sperrmauern ist er bei der Oestertalsperre, wenn man die Entfernungen der Meßstellen von der Wasserseite berücksichtigt, am größten. Er beträgt stellenweise in 5,86 m Entfernung von der wasserseitigen Kante 85,5% der Druckhöhe des Beckenwasserstandes, so daß man wohl annehmen kann, daß er an der Wasserseite nahezu die volle Druckhöhe des Oberwassers erreicht. Nach den auf S. 43—44 beschriebenen geologischen Verhältnissen ist er hauptsächlich auf das ungünstige Streichen der Schichten — par-

allel zur Talrichtung — und den stark verworfenen und zerklüfteten Untergrund zurückzuführen. Auch an der Luftseite ist noch ein ziemlich erheblicher Auftrieb festgestellt worden.

An der Neyetalsperre ist der hydrostatische Sohlendruck namentlich nach der Wasserseite zu geringer. Sein Größtwert ist in 4,27 m Abstand von der Wasserseite zu 57% der vollen Oberwasserhöhe beobachtet worden. Die Neyetalsperre ist etwa 3,5 bis 4 m tiefer unter der Oberfläche gegründet als die Oestertalsperre, aber auch der Untergrund ist dichter und fester; ungünstig wirkt das talwärts gerichtete Fallen der Schichten.

An der Waldecker Talsperre ist der Auftrieb, wenn man die Lage der Meßstellen zur wasserseitigen Kante berücksichtigt, bei normalem Betrieb am geringsten, von dem Druck bei 1 abgesehen. In erster Linie ist dies der Wirkung der Sohlenentwässerung zuzuschreiben. Bei geschlossenen Sohlendränagen ist er am linken Hang nach der Abdichtung geringer als bei der Neyetalsperre, vor der Abdichtung und am rechten Hang nimmt er Größen an, die zwischen den Druckhöhen an der Oester- und Neyetalsperre bleiben.

Eine Sohlenentwässerung trägt also in bedeutendem Maße zur Herabminderung des Auftriebes bei. Deshalb sollte man überall da, wo man es mit einer Auftrieb Wirkung zu tun hat und wo nicht besondere Gründe dagegen sprechen, eine Sohlendränage anwenden. Unter Umständen kann es empfehlenswert sein, die Sohlenentwässerung besonders an der Wasserseite in noch größerem Maße als bei der Waldecker Talsperre anzulegen. Man hat alsdann die Möglichkeit, das Wasser an geeigneten Stellen abzufangen und von anderen Stellen fernzuhalten. Vor allem muß man aber auf eine ungehinderte Abführung des Wassers Wert legen. Ein Zusammenfassen mehrerer Entwässerungsstränge zu einer Ausmündung namentlich an der Wasserseite, kann nicht als zweckmäßig bezeichnet werden.

Allerdings soll nicht übersehen werden, daß durch die Anlage einer Sohlenentwässerung der Wasserverkehr unter der Sperrmauer erleichtert wird. Dies würde bei einem kalk-, gips-, dolomithaltigen und ähnlichen Untergrund gegebenenfalls schädlich wirken können. Aber am besten werden auf einem Untergrund aus löslichem Gestein,

in dem durch das Wasser gefährliche Hohlräume geschaffen werden können, überhaupt keine Talsperren errichtet.

Die Bestandssicherheit eines Bauwerkes, wie es eine Talsperre ist, wird man natürlich nicht von einem solchen künstlichen Mittel einer Sohlenentwässerung abhängen lassen, sondern man wird ein derartiges Mittel zweckmäßig nur anwenden, um die Sicherheit zu erhöhen. Es darf nicht die Gefahr vorliegen, daß durch ein Versagen eines solchen Hilfsmittels der Zusammenbruch des ganzen Bauwerkes erfolgen kann, wie es bei der Hemelinger-Schleppzug-Schleuse der Fall gewesen ist. Dieser ist nach der angestellten Untersuchung (vgl. Z. d. B. 1914) nur der Verstopfung und somit dem Versagen der Sohlendränage zuzuschreiben. Allerdings liegen hier andere Verhältnisse vor als bei Talsperren. Durch Eintreten von Ebbe und Flut entstand in den Drängrohren eine Strömung bald vom Grundwasser zum Unterwasserkanal bald umgekehrt. So kam es, daß Eisenflocken, die sich in dem eisenhaltigen Weserwasser infolge Aufnahme von Sauerstoff beim Überströmen des Wehres bildeten, in die Dränage getrieben wurden und sich beim Kentern der Strömung, wo diese = 0 ist, absetzten. Durch die Strömung vom Grundwasser zum Unterwasser sind dann die Eisenflocken nicht wieder aus den Rohren hinausbefördert, weil sie wahrscheinlich an den rauhen Rohrwänden festgehalten wurden. Dadurch hatte sich im Laufe weniger Jahre die Dränage so verstopft, daß durch den nunmehr eingetretenen Auftrieb und Unterspülung der Einsturz der Schleusenmauer erfolgte.

Liegen auch ähnliche Verhältnisse bei Talsperren nicht vor — die Strömung kann stets nur in einer Richtung erfolgen —, so muß doch mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß aus vorher nicht beachteten Gründen die Sohlenentwässerung versagen kann oder unter Umständen außer Wirksamkeit gesetzt werden muß. So zweckmäßig sie mitunter sein mag, soll man sie nur zur Erhöhung der Standsicherheit des Bauwerkes anwenden, aber nicht auf ihr die Sicherheit desselben beruhen lassen.

- e) Wahl der Größe des hydrostatischen Sohlendruckes für die Berechnung.

Nach den angestellten Vergleichen der natürlichen und künstlich geschaffenen Verhältnisse bei der Oester-

der Neye- und Waldecker Talsperre und den Ergebnissen der angestellten Druckmessungen kann es nun nicht schwer fallen, auch bei neu zu erbauenden Talsperren von Fall zu Fall zu bestimmen, welchen Auftrieb an der Sohle man bei der Berechnung berücksichtigen soll. Ist der Untergrund sehr klüftig und will man durchaus an der betreffenden Stelle eine Sperrmauer erbauen, so kann es nötig werden, daß man an der Wasserseite den hydrostatischen Druck gleich der vollen Druckhöhe des Oberwasserstandes annehmen muß. Nach der Luftseite zu nimmt er ab. Die Größe des an der Luftseite herrschenden hydrostatischen Druckes hat, wenn man die Abnahme der Einfachheit halber gradlinig annimmt, auf die wasserseitigen Spannungen keinen Einfluß, wie weiter unten gezeigt wird, wohl aber auf die Sicherheit gegen Gleiten. Auch bei sehr ungünstigen Untergrundverhältnissen dürfte an der Luftseite der hydrostatische Sohlendruck die halbe bis allerhöchstens zweidrittel Höhe des Oberwasserstandes nicht überschreiten.

Bei günstigeren Untergrundverhältnissen wird man an der Wasserseite mit einer Druckhöhe von etwa 80 bis 90% des Oberwasserstandes rechnen können. Diese Werte stimmen ungefähr mit denen an der Neye- und der Waldecker Talsperre bei geschlossenen Sohlendränagen überein. An der Luftseite wird man auch hier noch einen Druck von annähernd 50% zu erwarten haben.

Bei sehr guten Bodenverhältnissen, wo das Streichen und Fallen der Schichten günstig und der Felsen nicht zerklüftet und dicht gelagert ist, wird man wohl noch etwas weiter in der Wahl des zu erwartenden Auftriebes herabgehen können, vielleicht auf 70—75% am wasserseitigen und auf 35—40% am luftseitigen Mauerfuß.

Ist noch eine Sohlenentwässerung angelegt, so nimmt der Auftrieb weiter ab, und zwar wird er verhältnismäßig nach der Luftseite hin stärker fallen. Man darf nach den Messungen an der Waldecker Talsperre schätzen, daß an der Wasserseite der Druck um mindestens 10—20% geringer wird und an der Luftseite um etwa 30—35%. Die Abnahme des Auftriebes infolge der Sohlenentwässerung ist abhängig von der Verteilung der Entwässerungsstränge über die Sohle, sowie von der Größe und der Höhenlage der Ausmündungen.

Es muß dem Gefühl des ausführenden Ingenieurs

überlassen bleiben, an der Hand der Auftriebsmessungen bei ausgeführten Talsperren und der örtlichen Verhältnisse, die zunächst durch Schürfungen festgestellt werden, den in Rechnung zu stellenden hydrostatischen Sohldruck zahlenmäßig im Verhältnis zur Oberwasserhöhe zu bestimmen. Die gemachten Annahmen sind nach der Freilegung der Baugrube nochmals einer Prüfung zu unterziehen.

Der von vielen Fachleuten gemachte Vorschlag, den an der Sohle auftretenden hydrostatischen Druck gleichmäßig über die ganze Sohle verteilt in einer Höhe anzunehmen, die sich aus dem Verhältnis der offenen Klüfte zur Sohlenfläche ergibt, stimmt mit den tatsächlichen Verhältnissen nicht überein und ist auch zu günstig; denn an der Wasserseite darf der Sohldruck nicht zu gering angenommen werden, da dort am ehesten Zugspannungen entstehen können; auf die Gesamtgröße des Sohldruckes A (vgl. Abb. 20) kommt es bei der Ermittlung der Kantenpressungen weniger an.

Der Einfachheit halber wird man die Annahme machen, daß die Druckhöhen gradlinig von der Wasserseite nach der Luftseite zu abnehmen, also nach Linie I,

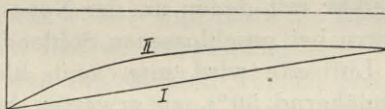


Abb. 19.

während sie sich in Wirklichkeit nach einer Kurve der Form II ändern. In dieser Annahme liegt eine Erhöhung der Sicherheit.

f) Einführung des hydrostatischen Sohldruckes in die Berechnung.

Nachdem die Größe des zu erwartenden Auftriebes nach den oben gegebenen Gesichtspunkten in gewissen Grenzen zahlenmäßig bestimmt ist, ist seine Einführung in die Berechnung folgendermaßen am zweckmäßigsten:

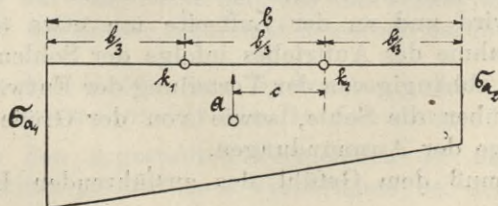


Abb. 20.

Um die durch den Auftrieb hervorgerufene Spannung an der Wasserseite zu erhalten, wird das Moment für k_2 aufgestellt (vgl. Abb. 20).

$$M_{k_2} = A \cdot c \dots \dots \dots 10)$$

$$A = \frac{\sigma_{a_1} + \sigma_{a_2}}{2} \cdot b \dots \dots \dots 11)$$

$$c = \frac{2}{3} \cdot b - \frac{\sigma_{a_1} + 2\sigma_{a_2}}{\sigma_{a_1} + \sigma_{a_2}} \cdot \frac{b}{3} \dots \dots \dots 12)$$

Aus 11) und 12) erhält man:

$$\begin{aligned} M_{k_2} &= \frac{\sigma_{a_1} + \sigma_{a_2}}{2} \cdot b \left(\frac{2}{3} \cdot b - \frac{\sigma_{a_1} + 2\sigma_{a_2}}{\sigma_{a_1} + \sigma_{a_2}} \cdot \frac{b}{3} \right) \\ &= \frac{b^2}{3} (\sigma_{a_1} + \sigma_{a_2} - \frac{\sigma_{a_1}}{2} - \sigma_{a_2}) \\ &= \frac{\sigma_{a_1} \cdot b^2}{6} \dots \dots \dots 13) \end{aligned}$$

Das Glied mit σ_{a_2} fällt fort; also hat die Größe des an der Luftseite auftretenden hydrostatischen Druckes auf die Spannung an der Wasserseite keinen Einfluß. Die infolge des Auftriebes auftretende Spannung ist an der Wasserseite:

$$\sigma = \frac{\sigma_{a_1} \cdot b^2}{6 \cdot 1 \cdot b^2} = \sigma_{a_1} \dots \dots \dots 14)$$

Sie ist also gleich dem am wasserseitigen Mauerfuß vorhandenen Wasserdruck auf die Sohle der Mauer. An der Luftseite wird man zweckmäßig zur Ermittlung der luftseitigen Kantenpressungen den Auftrieb = 0 annehmen und dafür sorgen, daß die zulässigen Druckspannungen auf den Untergrund nicht überschritten werden.

Nach diesen Erörterungen ist die Berechnung der Spannungen an dem luft- und wasserseitigen Fuß einer Stauwand unter Berücksichtigung des Auftriebes sehr einfach. Es werden nach dem üblichen Verfahren die Spannungen an der Luft- und Wasserseite bei vollem und leerem Becken zunächst ohne Berücksichtigung des Auftriebes ermittelt. Diesem wird nun in der Weise Rechnung getragen, daß die Spannungen an der Wasserseite bei gefülltem Becken gleich oder größer zu halten sind, als der größte an der Wasserseite zu erwartende

hydrostatische Sohlendruck beträgt. Zugspannungen sollen nach Möglichkeit auch beim größten vorkommenden Auftrieb vermieden werden, da sie die Anfänge von Zerstörungen sein können.

Ist die Druckspannung an der Wasserseite für volles Becken kleiner als der größte zu erwartende hydrostatische Sohlendruck, so kann durch eine geringe Verbreiterung des Mauerfußes nach der Luftseite hin eine Erhöhung der Druckspannung an der Wasserseite erreicht werden.

Bei hohen Staumauern ist diese Verbreiterung überdies schon nötig, um die Pressungen auf den Untergrund in den zulässigen Grenzen zu halten.

Die Sperrmauer muß aber auch gegen Gleiten genügend Sicherheit haben. Ein Körper auf ebener horizontaler Fläche ist gegen Gleiten sicher, wenn (vgl. Skizze):

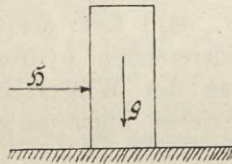


Abb. 21.

$$H \leq G \cdot \mu,$$

worin μ der Reibungskoeffizient ist. Die Resultante von G und H muß also mit der Vertikalen einen Winkel bilden, dessen Tangente gleich oder kleiner als μ ist. Bei Mauerwerk auf Beton unter Wasser kann man annehmen $\mu = 0,70$.

Es kommen aber noch die Schubspannungen hinzu, die bei Mauerwerk bis $\tau = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ zulässig sind. Da auch die Sohle nicht eben, sondern sehr unregelmäßig ist, so wählt man gewöhnlich $\mu = 0,75$ und läßt dann die Schubspannungen unberücksichtigt; $\mu = 0,75$ entspricht einem Reibungswinkel von $\alpha = \sim 37^\circ$.

Der Auftrieb an der Sohle verringert die Mauerwerkslast auf diese, er begünstigt also das Gleiten. Bei der Berechnung der Staumauer gegen Gleiten muß deshalb der ganze vorkommende Auftrieb in Rechnung gestellt werden, also nach Abb. 20 und Gleichung 11):

$$A = \frac{\sigma_{a1} + \sigma_{a2}}{2} \cdot b;$$

σ_{a_2} darf hierbei nicht, wie bei der Ermittlung der Kantenpressungen, vernachlässigt werden.

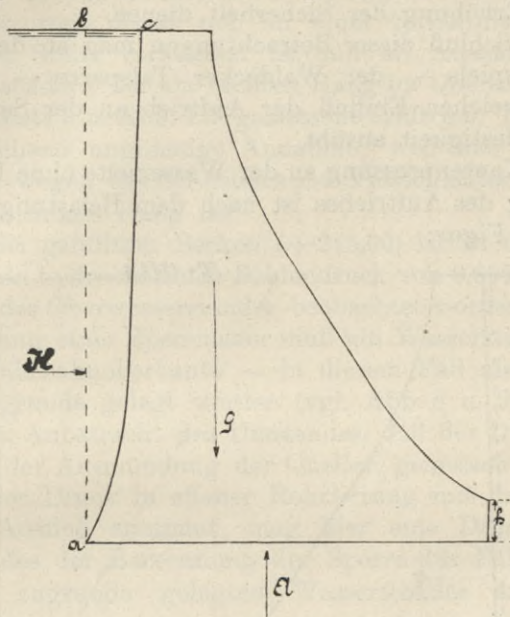


Abb. 22.

Es muß also sein:

$$H \leq (G - A) \cdot 0,75,$$

wobei H den horizontalen Wasserdruck, G das Gewicht des Mauerwerkes und des auf den wasserseitigen Anzug der Mauer lastenden Wassers $a b c$ bedeutet.

Es leuchtet ohne weiteres ein, daß diese Bedingung ein sehr großes G , also große Mauerwerksmassen, erfordert.

Man muß aber beachten, daß sich der luftseitige Fuß gegen festen Felsen stützt, so daß hier noch eine Horizontalkraft von $\sigma \cdot h$ aufgenommen werden kann.

Diese Kraft $\sigma \cdot h$ kann sehr wohl bei zweckmäßiger Ausbildung der Sohle mit in Rechnung gestellt werden. Es muß aber gefordert werden, daß die Staumauer nicht auf den gesunden Felsen gesetzt wird, sondern noch einige Meter (2—4 m) in diesen eingreift (vgl. auch S 47).

Hiernach erhält man endgültig folgende Bedingung für die Gleitsicherheit einer Staumauer:

$$H \leq (G - A) \cdot 0,75 + \sigma \cdot h \quad 15)$$

Die in Deutschland übliche Bogenform der Talsperren soll nicht in Rechnung gesetzt werden, sondern nur zur Erhöhung der Sicherheit dienen.

Zum Schluß dieser Betrachtungen mag an der Hand eines Beispiels — der Waldecker Talsperre — gezeigt werden, welchen Einfluß der Auftrieb an der Sohle auf die Standfestigkeit ausübt.

Die Kantenpressung an der Wasserseite ohne Berücksichtigung des Auftriebes ist nach dem Belastungsfall in folgender Figur:

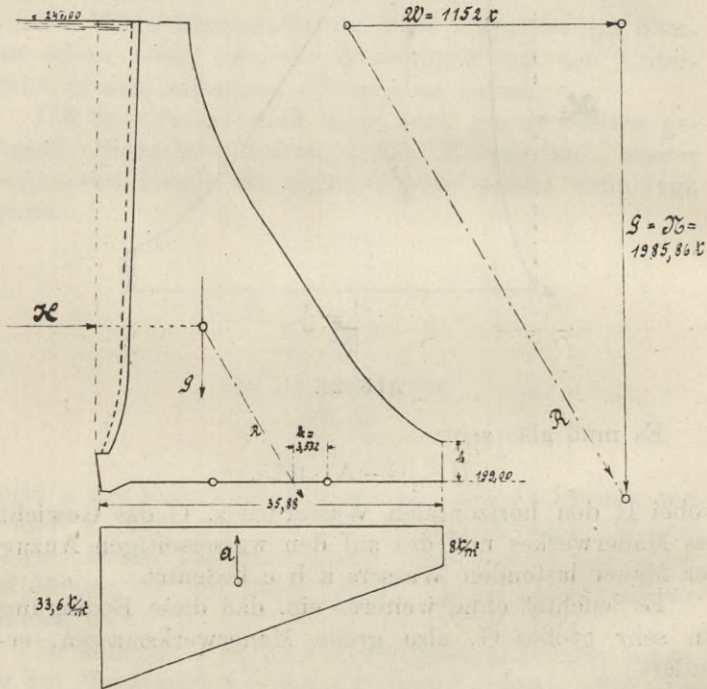


Abb. 23.

$$\sigma = \frac{N \cdot k}{W},$$

worin N die Normalkraft von R ist und W das Widerstandsmoment des Querschnittes bedeutet. Nach Einsetzung der entsprechenden Werte erhält man:

$$\sigma = \frac{1985,86 \cdot 3,532 \cdot 6}{1 \cdot 35,88^2} = 32,69 \text{ t/m}^2$$

$$= 3,27 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Bestimmung des Auftriebes soll nicht der größte in der Tonluft bei 1 gemessene Druck gewählt werden, weil dieser nur an einer verhältnismäßig sehr kleinen Stelle vorhanden ist und als Ausnahme gelten muß, sondern der am rechten Hang im Querschnitt A—B (vgl. Blatt 3 u. Abb. 17) gemessene Auftrieb. Dies ist eine ausreichend ungünstige Annahme, weil hier der Untergrund wegen des Streichens der Felsschichten schlechter als am linken Hang ist.

Bei gefülltem Becken (+245,00) ist an der Wasserseite ein hydrostatischer Sohlendruck von 0,657 der Druckhöhe des Oberwasserstandes beobachtet worden. Der Berechnung einer Sperrmauer muß ein Wasserstand in Höhe der Fahrbahnoberkante — in diesem Fall also +247,00 — zugrunde gelegt werden (vgl. Abb. 8 u. 23).

In Anbetracht des Umstandes, daß der Druck in der Nähe der Ausmündung der Quellen gemessen worden ist und der Druck in offener Rohrleitung mit dem Abstand vom Ausfluß zunimmt, mag hier eine Druckhöhe von 70% des der Berechnung der Sperre bis Fahrbahnoberkante zugrunde gelegten Wasserstandes angenommen werden.

Wir erhalten dann an der Wasserseite einen hydrostatischen Sohlendruck von $48 \cdot 0,7 = 33,6 \text{ t/m}^2 = 3,36 \text{ kg/cm}^2$, d. h. es würden an der Wasserseite Zugspannungen von

$$3,36 - 3,27 = 0,09 \text{ kg/cm}^2$$

auftreten. Diese sind vollkommen ungefährlich, wenn man bedenkt, daß ein Wasserstand bis Fahrbahnoberkante angenommen ist, während das größte bekannte Ederhochwasser bei einem Wasserstand 0,60 m unter Fahrbahnoberkante von dem Hochwasserüberfall und den Grundablässen abgeführt wird.

Bei geschlossenen Sohlendränagen würde ein hydrostatischer Sohlendruck von etwa 80% an der Wasserseite, d. h. $48 \cdot 0,8 = 38,4 \text{ t/m}^2 = 3,84 \text{ kg/cm}^2$ zu erwarten sein. Es würden dann Zugspannungen von

$$3,84 - 3,27 = 0,57 \text{ kg/cm}^2$$

auftreten. Auch diesen Auftrieb hält die Waldecker Talsperre zweifellos aus. Die Sohlenentwässerung ist also nur zur Erhöhung der Sicherheit angelegt, unbedingt nötig ist sie nicht.

Für die Berechnung gegen Gleiten ist auch der an der Luftseite zu erwartende hydrostatische Druck einzuführen. Er soll, da das Wasser aus den luftseitigen Quellen ohne große Geschwindigkeit fließt, am rechten Hang zu rd. 8 m, d. h. 16,7% des Oberwasserstandes, gewählt werden, so daß sich nach Abbildung 23 und Gleichung 11) ein Auftrieb ergibt:

$$A = \frac{33,6 + 8,0}{2} \cdot 35,88 = 746,304 \text{ t.}$$

Setzt man in die Gleichung 15) die Zahlenwerte ein, so erhält man:

$$\frac{48^2}{2} \leq (1985,86 - 746,30) \cdot 0,75 + \sigma \cdot h$$

oder:

$$\sigma \cdot h \geq \sim 222 \text{ t/m.}$$

Bei einer zulässigen Druckbeanspruchung des Felsens von nur $8 \text{ kg/cm}^2 = 80 \text{ t/m}^2$ erhält man:

$$h \geq \frac{222}{80} = \sim 2,78 \text{ m.}$$

Die Gründungssohle der Waldecker Talsperre greift am rechten Hang rd 3 m in den Felsen ein.

Die Waldecker Talsperre entspricht also den an die Sicherheit einer Staumauer zu stellenden Anforderungen.

Schlußbetrachtungen.

Die Frage, ob bei der Berechnung von Staumauern eine hydrostatische Druckwirkung im Innern des Mauerwerkskörpers oder an der Sohle anzunehmen ist, ist nach den oben angestellten Betrachtungen dahin gelöst worden:

1. Ein nennenswerter Innendruck im Mauerwerkskörper kann sich bei Anwendung der üblichen Vorbeugungsmaßregeln nicht bilden; es braucht deshalb auch bei der Berechnung von Staumauern kein hydrostatischer Druck im Innern berücksichtigt zu werden.
2. An der Sohle der Staumauern wird man stets mit einem bedeutenden Auftrieb zu rechnen haben, dessen Größe von den örtlichen Verhältnissen und von den getroffenen Vorbeugungsmaßnahmen abhängig ist und von Fall zu Fall an der Hand von

Auftriebsmessungen bei in Betrieb genommenen Talsperren geschätzt werden muß.

Es ist wünschenswert, daß bei allen neu zu erbauenden Talsperren Vorrichtungen zum Messen des Auftriebes an der Sohle angelegt werden, und zwar:

1. um weitere zahlenmäßige Ergebnisse zu erhalten und
2. weil diese Vorrichtungen eine gute Kontrolle gestatten, ob der Auftrieb bei der in Betrieb gesetzten Talsperre in unschädlichen Grenzen bleibt.

Zweckmäßig werden solche Meßstellen in noch größerer Zahl angelegt, als dies bei der Oester-, der Neye- und der Waldecker Talsperre geschehen ist.

Die Forderung, unter normalen Verhältnissen Zugspannungen im Mauerwerk selbst und an der Sohle auszuschließen, wird bei Talsperren stets aufrecht zu erhalten sein, weil sie die Ribbildung begünstigen und Risse die Anfänge der Zerstörung des Bauwerkes sind.

Eine Talsperre wird aber nicht nur für mehrere Jahrzehnte gebaut, sondern für mehrere Jahrhunderte oder noch länger. Man soll daher, soweit dies aus Wirtschaftlichkeitsgründen zugänglich ist, alle Mittel anwenden, die den Bestand des Bauwerkes sichern und seine Lebensdauer verlängern können.

Es werden im Talsperrenbau nicht ohne Grund ungünstige Annahmen gemacht, wie Vernachlässigung der Bogenform bei der Berechnung der Mauer, Wahl niedriger zulässiger Spannungen des Mauerwerkes und des Felsbodens im Verhältnis zu den tatsächlichen Festigkeiten usw.

Deshalb sollte man nach Ansicht des Verfassers von zweifelhaften Bauweisen, wie der aufgelösten oder der Ausführung in Eisenbeton und Eisen, absehen. Ob die Anlagekosten erheblich geringer sind, erscheint zweifelhaft; die Unterhaltungskosten werden sich jedenfalls viel höher stellen als bei massiven Staumauern. Man muß auch die heftigen Erschütterungen berücksichtigen, die das Bauwerk erleidet, wenn das Wasser mit einer Geschwindigkeit von 25 und mehr Metern in der Sekunde durch 1,20 bis 1,50 m weite Rohre strömt. Da sind moderne Eisenbetonkonstruktionen nicht angebracht, so sehr jede Neuerung auf dem Gebiete der Technik zu begrüßen ist; da gehören kräftige, gewaltige

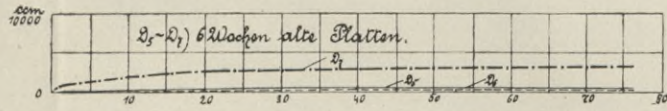
Mauerwerksmassen hin, die der lebendigen Kraft des Wassers auf die Dauer besser widerstehen, und wo der Untergrund solche Mauerwerkskörper nicht tragen kann, kommen Sanddämme mit breiter Sohle in Betracht, oder man sollte in Rücksicht auf die großen Verluste an Menschenleben und Material, welche die Zerstörungen von Talsperren da zur Folge gehabt haben, wo die nötigen Bedingungen zur Erbauung einer Staumauer nicht vorhanden sind, von ihrer Anlage gänzlich absehen. Da aber, wo nicht nur die technischen, sondern auch die wirtschaftlichen Vorbedingungen gegeben sind, soll man mit der Anlage einer Talsperre nicht zögern; sie wird mit ihrem Sammelbecken die Entwicklung der Industrie und vieler anderer Erwerbszweige neu beleben und fördern.

Benutzte Literatur.

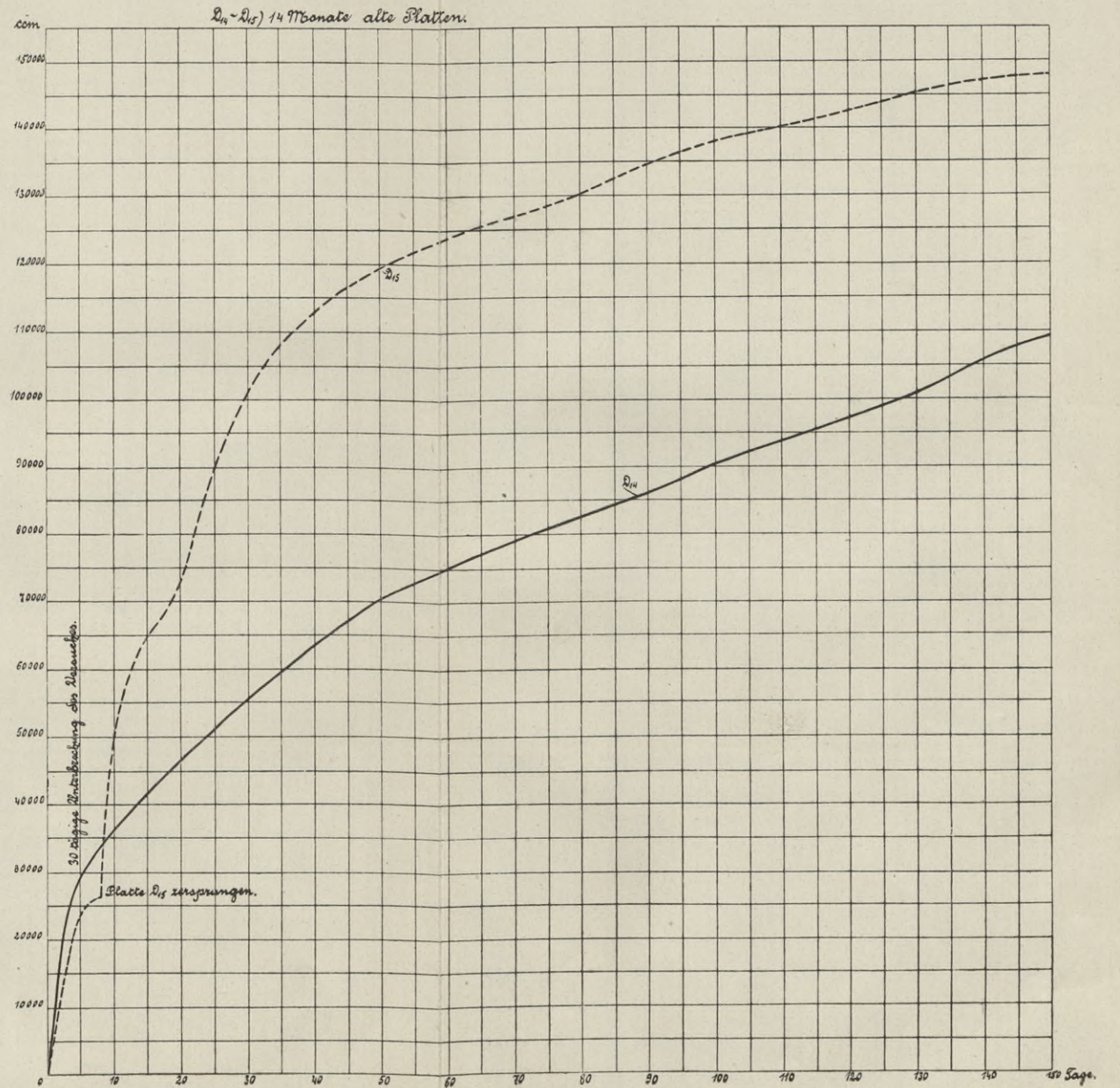
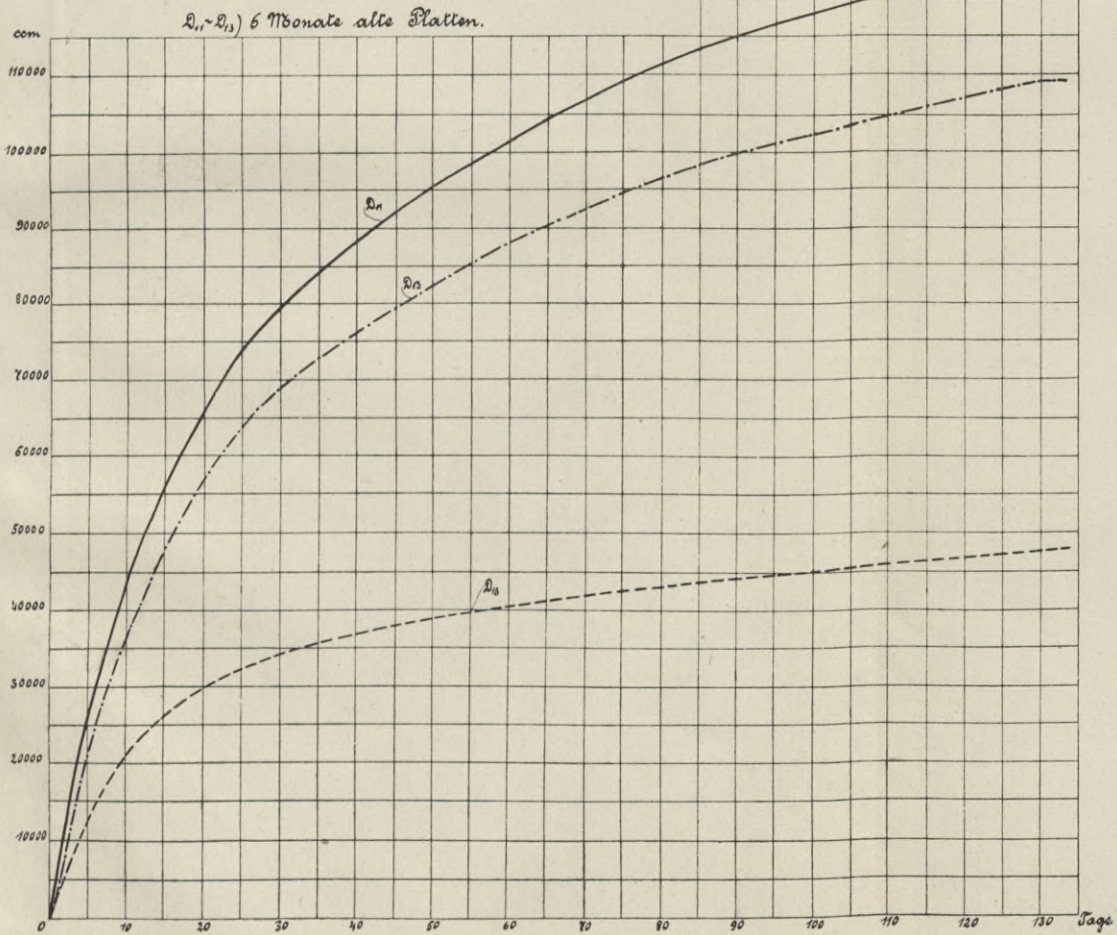
Außer dem Material, das dem Verfasser vom Königlichen Talsperrenbauamt in Hemfurth und von der Direktion der Wasser- und Gaswerke in Remscheid zur Verfügung gestellt worden ist, ist folgende Literatur benutzt worden:

1. Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West.
2. Zentralblatt der Bauverwaltung.
3. Zeitschrift für Bauwesen.
4. Ziegler: „Der Talsperrenbau“.
5. W. Soldan: „Das Waldecker Sammelbecken, seine technische und wirtschaftliche Bedeutung“. (Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1913.)
6. Keilhack: „Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde“. 1912.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

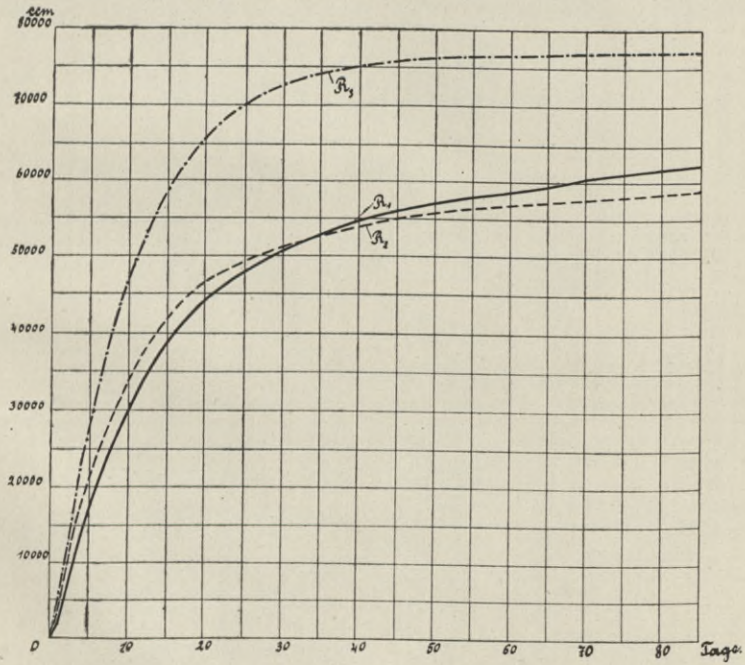


Durchgesickerte Wassermengen.

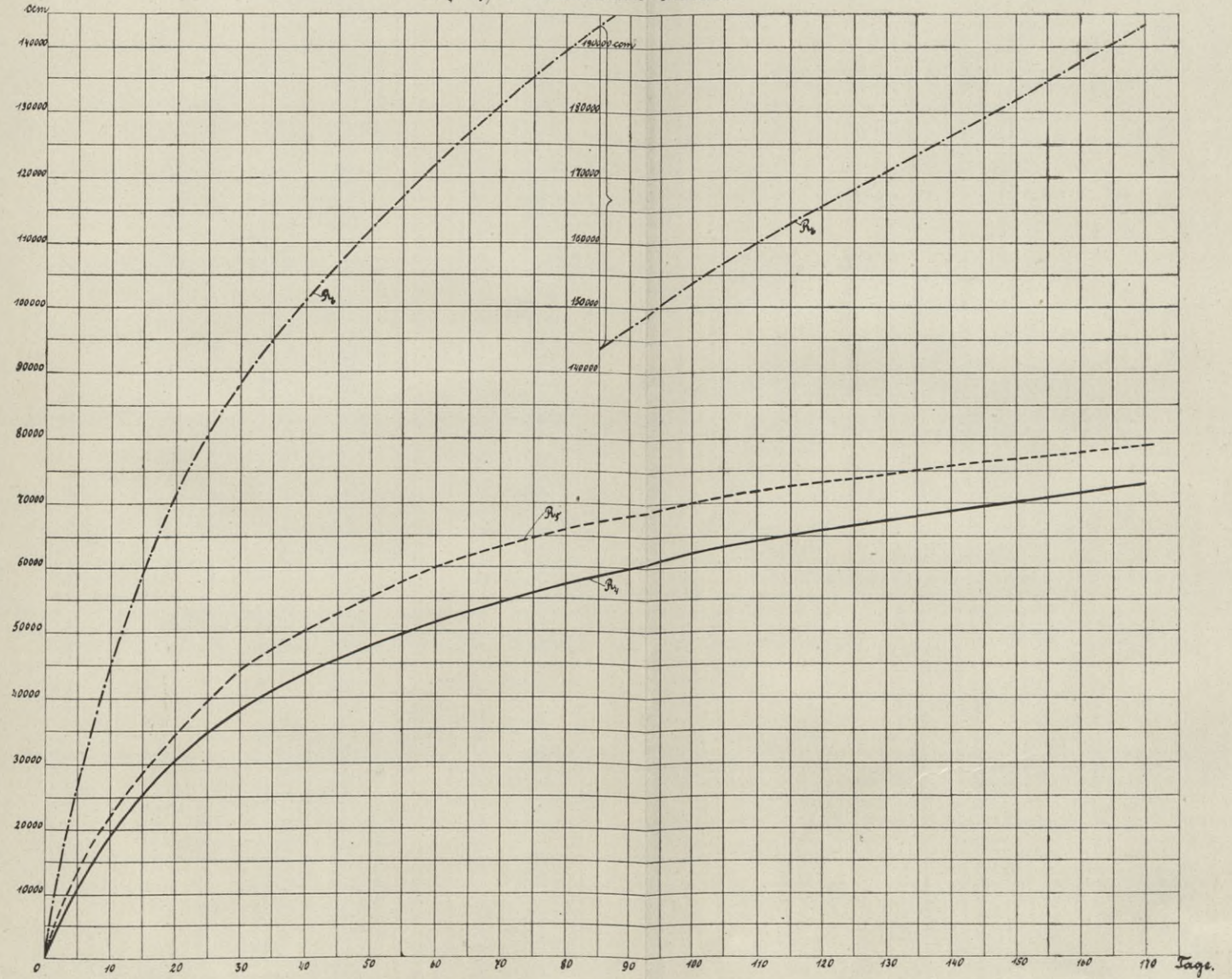


Durchgesickerte Wassermengen.

R_1-R_3 6 Monate alte Platten.



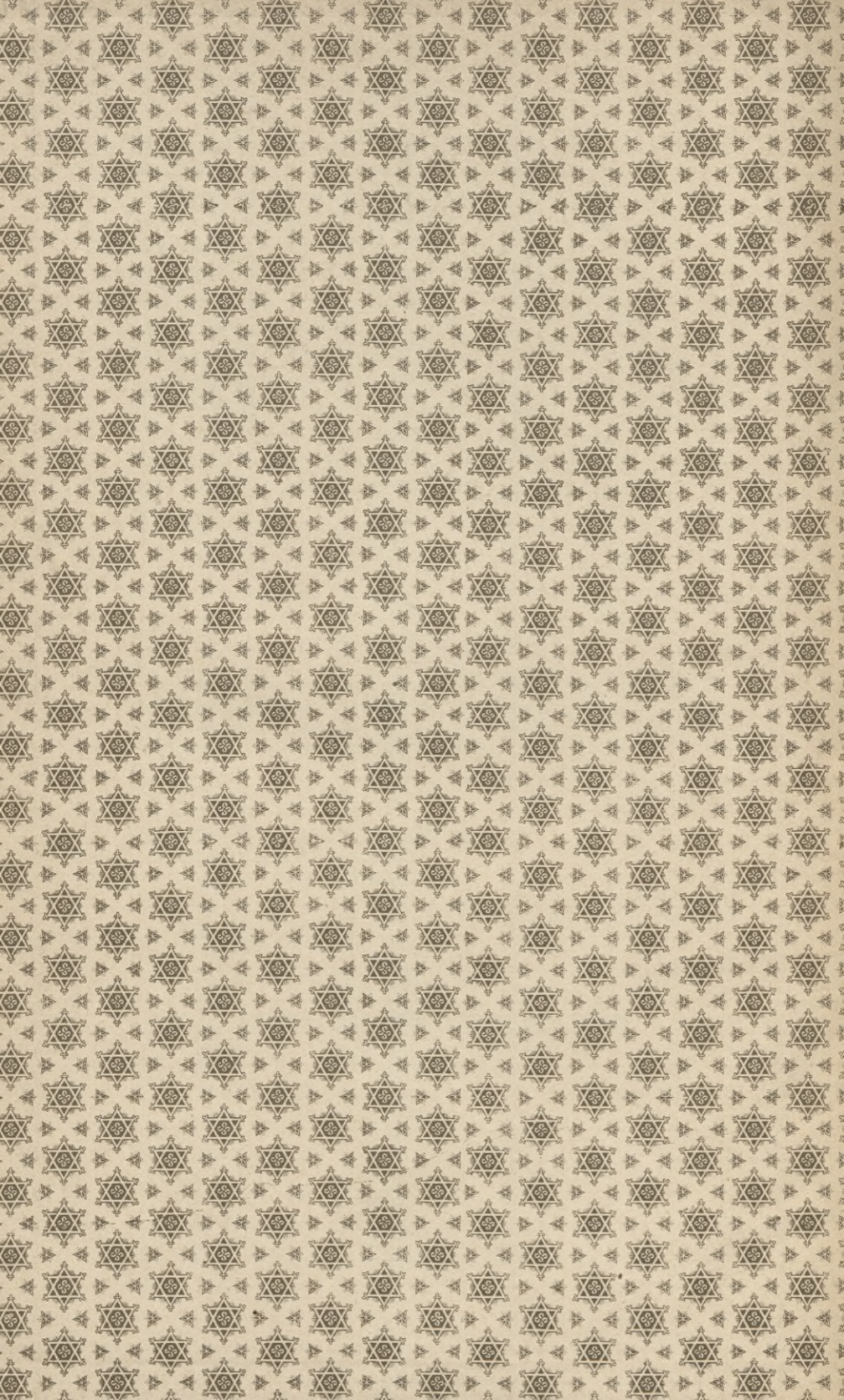
R_4-R_6 13 1/2 Monate alte Platten.

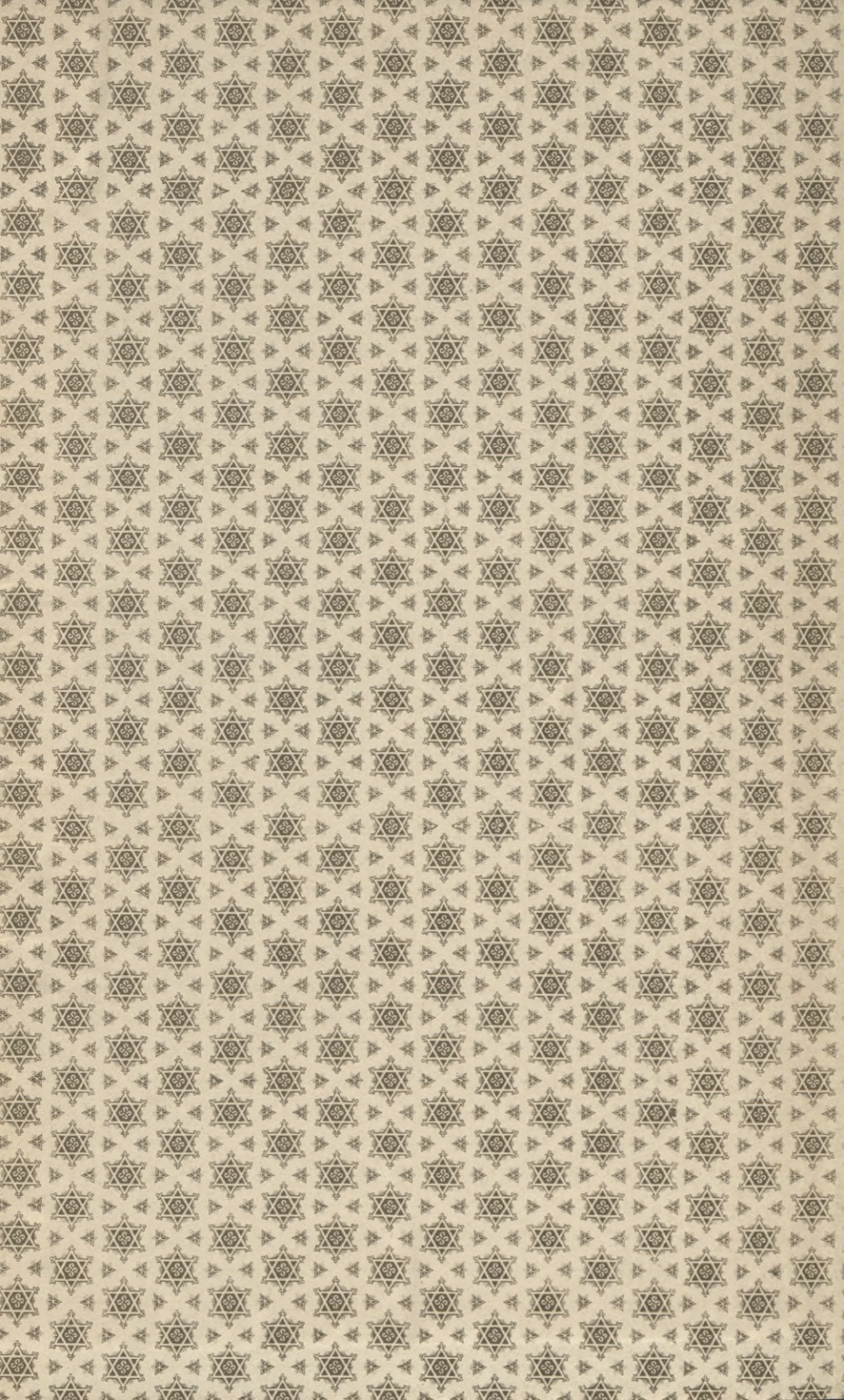


Handwritten notes or labels at the top right of the page.

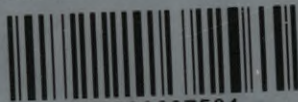


96-5





Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297501