

Alle Rechte vorbehalten.

## Wälzwehr mit veränderlichem Stau.

Von Zivilingenieur Karl Schön, Würzburg.

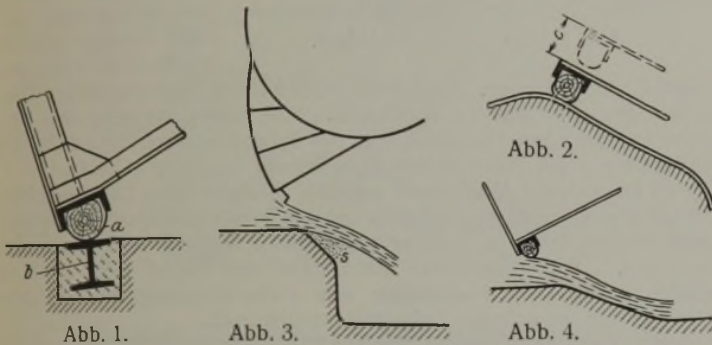
In neuerer Zeit macht sich bei der Kanalisierung und Kraftausnutzung unserer schiffbaren Flüsse immer mehr das Bestreben bemerkbar, möglichst wenige Stauanlagen mit entsprechend großem Gefällunterschied vorzusehen und den einzelnen Wehrröffnungen mit Rücksicht auf die Hochwasser- und Eisabführung und die Durchführung der Schifffahrt bei hohen Wasserständen durch die Wehrröffnungen große lichte Weiten zu geben.

Für die Überspannung der geforderten 1. Weite von 35 bis 40 m, neuerdings bei Dörverden sogar 54,0 m, hat sich das Walzwehr als am geeignetsten erwiesen. Auf Grund seiner kräftigen Bauart und sonstigen bekannten Vorzüge wurde ihm beispielsweise beim Ausbau des Main und Neckar in den weitaus meisten Fällen der Vorzug vor anderen Wehrsystemen gegeben.

Während man sich früher mit normalen Hubwalzen begnügte, wird seit einigen Jahren fast stets verlangt, daß diese zur Regelung des Wasser-

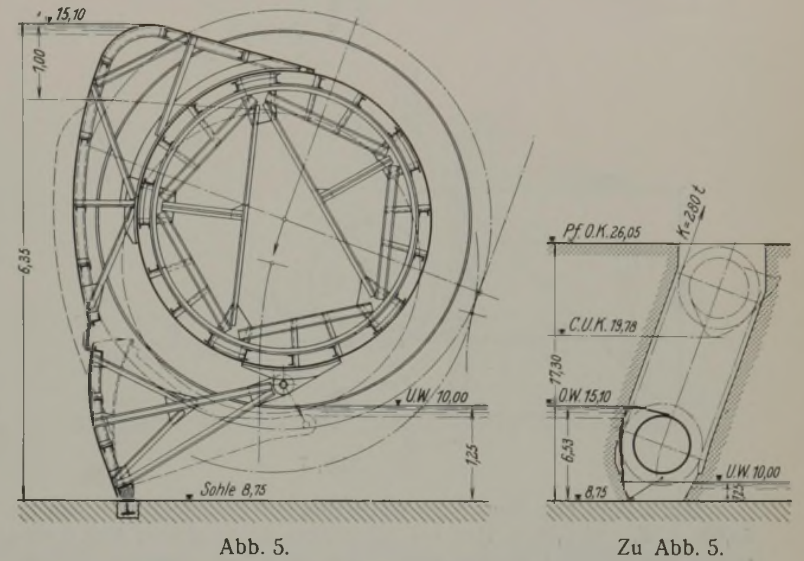
standes und Abführung des Treibeises 1,0 bis 1,5 m abgesenkt werden können. Diese Forderung hat zum Bau der bekannten Versenkwalze geführt. Gegenüber der normalen Hubwalze hat sich an der einfachen kräftigen Ausbildung des Versenkwalzenkörpers, der Walzbahnen und des einseitigen Antriebes nichts oder nur wenig geändert. Die Vorzüge dieser Teile kommen also auch der Versenkwalze restlos zugute.

Die Seitendichtungen der Versenkwalzen durchschneiden die Wehr-



standes und Abführung des Treibeises 1,0 bis 1,5 m abgesenkt werden können. Diese Forderung hat zum Bau der bekannten Versenkwalze geführt. Gegenüber der normalen Hubwalze hat sich an der einfachen kräftigen Ausbildung des Versenkwalzenkörpers, der Walzbahnen und des einseitigen Antriebes nichts oder nur wenig geändert. Die Vorzüge dieser Teile kommen also auch der Versenkwalze restlos zugute.

Dies kann leider nicht auch von der Sohlen- und Seitendichtung gesagt werden.



sohle. Infolge der Längenänderung des Versenkwalzenkörpers bei Temperaturunterschieden ist es auch hier sehr schwer, die beiden in Flußrichtung verlaufenden Schlitze in der Wehrsohle einwandfrei abzudichten.

Die kräftige Ausbildung des Walzenschnabels, der beim Heben der Walze aus der Staulage durch Eisstöße usw. am stärksten beansprucht wird, ist bei der Versenkwalze nicht mehr möglich, da gerade an der gefährdetsten Stelle die empfindliche Sohlendichtung eingebaut werden muß.

Ein weiterer Nachteil der Versenkwalze ist der erforderliche Einschnitt der Versenkammer in die Wehrsohle (s. Abb. 3). Auf die fast senkrechte

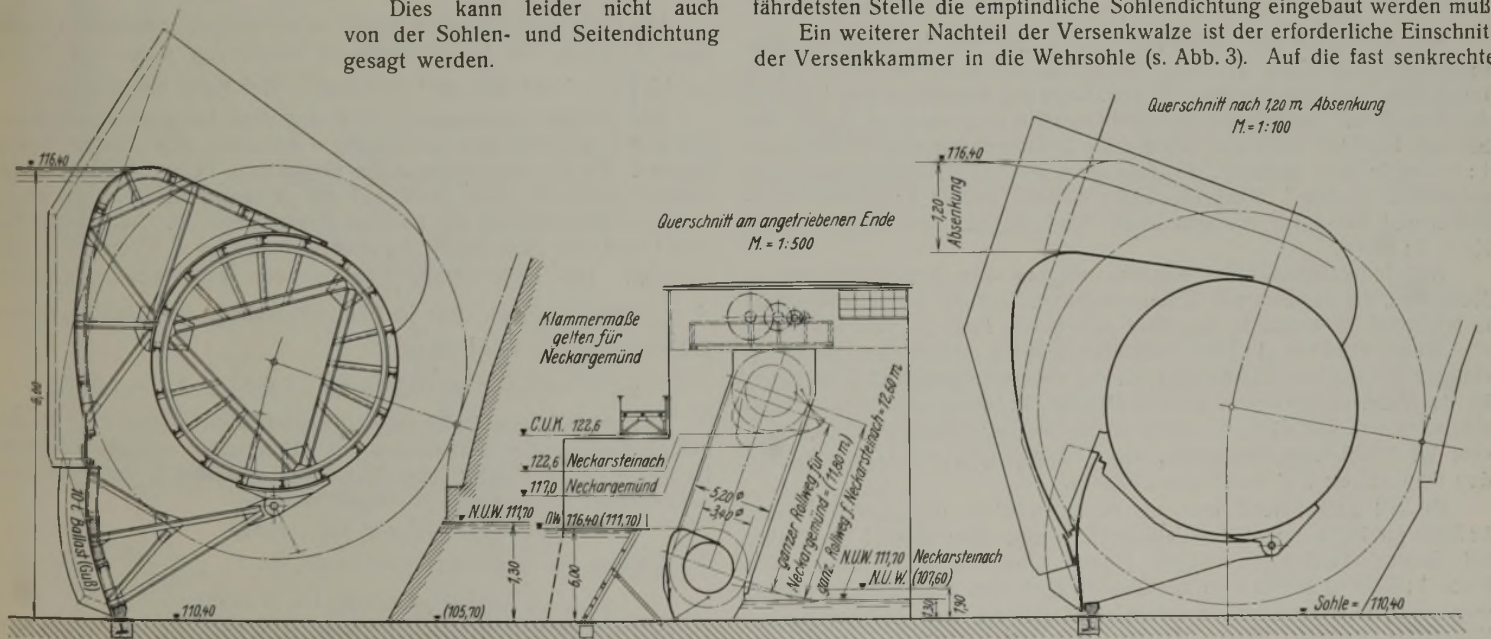


Abb. 6.

Während bei der Sohlendichtung der normalen Hubwalze (Abb. 1) der Sohlendichtungsbeam *a* auch bei der größten Durchbiegung des Versenkwalzenkörpers, die bei den geforderten großen Spannweiten 7 cm und mehr betragen können, durch Wasserdruck und Eigengewicht des Versenkwalzenkörpers in der Staulage kräftig auf die geneigte feste Wehrschwelle *b* gepreßt und so eine gute Dichtung erzielt wird, wird bei der Versenkwalze (s. Abb. 2) der Dichtungsbeam *a* um das Maß *c* der Durchbiegung

oberwasserseitige Wand der Versenkammer wird von dem Durchflußstrahl eine starke Saugwirkung *s* (Unterdruck) ausgeübt, die eine unerwünschte starke Beanspruchung der Wehrsohle hervorruft. Wenn bei großen Stauhöhen ein Sturzbecken erwünscht ist, so kann bei der normalen Walze der Sohlenübergang ohne weiteres so gekrümmt werden, daß eine Saugwirkung nicht auftreten kann (s. Abb. 4). Das von Fried. Krupp Grusonwerk A.-G. gemeinsam mit dem Unterzeichneten zum Patent



angemeldete „Wälzwehr mit veränderlichem Stau“ wird allen gestellten Forderungen gerecht und vermeidet trotz seiner Absehmöglichkeit die vorgenannten Nachteile der Versenkwalze, während es die Vorzüge der normalen Walze beibehält.

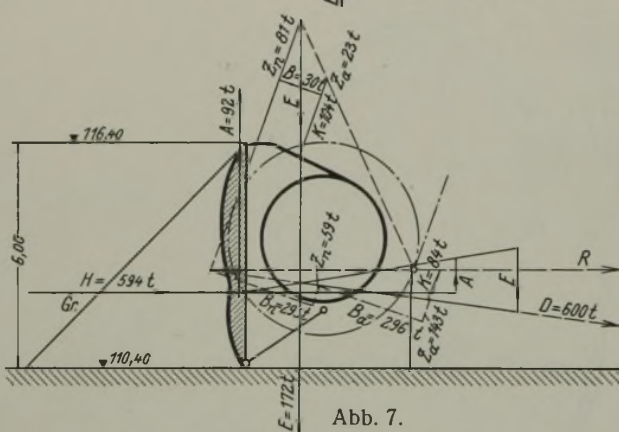
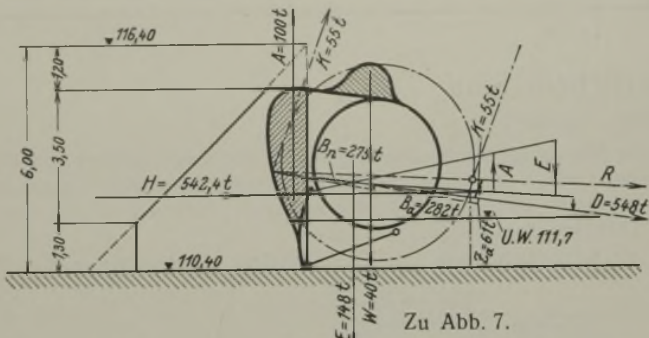
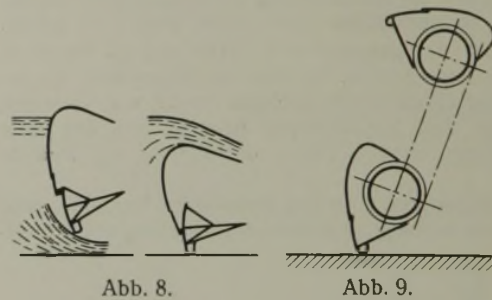


Abb. 5 zeigt eine Bauart des Wälzwehres mit veränderlichem Stau bei 54,0 m l. W. und 6,35 m Stau bei 1,0 m Absehmöglichkeit, Abb. 6 eine solche von 33,0 m l. W. und 6,0 m Stau bei 1,2 m Absehmöglichkeit, Abb. 7 zwei typische Kräfteermittlungen für letztere. Die Bauart des neuen Wehres ist ohne weiteres aus den Querschnitten

Abb. 5 u. 6 zu ersehen. Das Wehr besteht aus einem als normale Walze ausgebildeten Oberteil, an den das Unterteil (Walzenschnabel) gelenkartig angehängt ist. Die Lage der alle 2 bis 2,5 m angeordneten Gelenke ist so gewählt, daß sich die Kreisbogen, die die Gelenke bei der Absenkung des Oberteils in den Unterteil beschreiben, mit ihren Zykloidenbahnen, die sie infolge des Abwälzens in der Verzahnung der Walzenrollbahnen zurücklegen, genau decken. Hierdurch wird erreicht, daß der Sohlendichtungsbalken beim Absenken seine Lage unverändert beibehält, also keine schädlichen Rutschbewegungen entstehen.

Die als Schleifdichtung ausgebildete Längsdichtung zwischen Oberteil und Unterteil liegt in der neutralen Wasserzone und kann weder beim Heben der Verschlusskörper von dem unten durchschießenden Wasserstrahl noch beim Absenken von dem überschießenden Wasser durch Stöße von großen Treibkörpern gefährdet werden (Abb. 8).



Infolge der schon beschriebenen Wahl der Gelenkpunktlagen bleibt die Längsdichtung während der Absenkung des Oberteils in jedem Punkte der Bewegung gewahrt.

Beim Heben der Verschlusskörper über die Staulage wird das Unterteil von dem Oberteil mitgenommen. Um beim Heben über Hochwasser ein Überkippen des Unterteils zu vermeiden, wird dieses während der Hubbewegung mit dem Oberteil durch ein Verriegelungsgestänge selbsttätig verriegelt und bei der Senkbewegung wieder entriegelt (Abb. 9).

Es ist auch die Möglichkeit gegeben, in abgesenkter Lage das Unterteil mit dem Oberteil zu verriegeln und den Verschlusskörper in zusammengeschobenem Zustande aus der abgesenkten Stellung über Hochwasser zu heben. Diese Möglichkeit kann dann von Vorteil sein, wenn bei schnell anlaufendem Hochwasser eine Ueberschreitung des Stauzieles bzw. großer Stauschaden befürchtet werden muß.

Wie aus den Kräfteermittlungen Abb. 7 ersichtlich, läßt sich die Bauart des neuen Wehres in gleicher Weise wie bei der normalen Walze den günstigsten hydrostatischen und dynamischen Verhältnissen anpassen.

## Die Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1 : 5000“ für Ingenieurentwürfe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Walther, Karlsruhe.

### I.

Seit dem Ende des letzten Jahrhunderts hat man die Schaffung einer topographischen Karte größeren Maßstabes erwogen, da die z. B. in Deutschland und vielen anderen Kulturländern gebräuchliche Karte 1 : 25000 den Ansprüchen der Wissenschaft und Industrie nicht mehr genügt. Die Schweiz beschloß 1910 eine topographische Grundbuchkarte 1 : 5000 oder 1 : 10000, je nach Gelände. England ging 1890 an die Ausführung topographischer Karten 1 : 5000, Frankreich ebenso 1897 an 1 : 10000. Norditalien und Österreich erwogen in der Vorkriegszeit eine topographische Karte 1 : 10000.

Auch in Deutschland hielt man eine topographische Grundkarte größeren Maßstabes, die zugleich alle Eigentums Grenzen enthält, für unentbehrlich. In Württemberg wurde in den 90er Jahren von Prof. Dr. von Hammer die Württ. Flurkarte 1 : 2500 ins Leben gerufen. Nach dem Weltkrieg einigten sich die Fachkreise Deutschlands, zusammengeschlossen im Beirat für das Vermessungswesen, auf den Maßstab 1 : 5000, und in diesem Maßstab wird nun seit einigen Jahren in den meisten Ländern Deutschlands eine Wirtschaftskarte bearbeitet, die „Topographische Grundkarte des deutschen Reiches“ genannt wird.

Es soll nachstehend kurz untersucht werden, ob dieser Maßstab 1 : 5000 für Ingenieurentwürfe allgemein verwendbar ist und die bisher bei Entwurfaufstellungen nötigen Feldaufnahmen ersetzen kann. Die Karte 1 : 5000 ist zunächst in der Gauß-Krügerschen konformen Projektion dargestellt, und zwar auf so schmalen Meridianstreifen des Besselschen Ellipsoides, daß die lineare Verzerrung das Maß 1 : 10000 nicht überschreitet. Sie ist also in den kleinsten Teilen winkeltreu, und da für die praktische Anwendung die lineare Verzerrung gleich Null gesetzt werden kann, ist sie praktisch auch längen- und flächentreu, so daß aus der Kartenprojektion keine Fehler entstehen. Abgreifbar ist  $\frac{1}{10}$  mm in der Lage, d. i. 0,5 m in der Natur. Infolge der bei der Kartenherstellung auftretenden Fehler wird die Punktgenauigkeit jedoch wesentlich geringer sein. Um die Größe der Situationsfehler zu ermitteln, wurde die relative Lage von 50 Punkten der Karte 1 : 5000 mittels eines Koordinatographen bestimmt. Nach Berücksichtigung des Papiereinganges ergab sich ein mittlerer Lagefehler von  $m_p = \pm 0,3 \text{ mm} = \pm 1,5 \text{ m}$ .

Die Entfernung zwischen irgend zwei der Karte entnommenen Punkten wird demnach mit einem mittleren Fehler von  $m_L = \pm m_p \sqrt{2}$ , das ist  $0,3 \sqrt{2} = \pm 0,4 \text{ mm}$  oder  $\pm 2,0 \text{ m}$  in der Natur behaftet sein.

Mit gleicher Ungenauigkeit wird man auch bei einer unmittelbar aus der Karte entnommenen Entfernung  $e$  zwischen zwei Punkten rechnen müssen. Es sei beispielsweise der theoretische Fehler für einen Straßenentwurf ermittelt. Man greift auf der geplanten Straßenachse mit bestimmter Zirkelöffnung die künftige Straßenlänge ab. Anfang- und Endpunkt sind mit dem obigen Situationsfehler  $m_p = \pm 0,3 \text{ mm} (= \pm 1,5 \text{ m})$  behaftet. Die Zirkelöffnung hat nur den eigentlichen Abgreiffehler  $\pm \frac{1}{10} \text{ mm} = \pm 0,5 \text{ m}$ . Für je 1 km Straßenlänge wird bei Abgreifen in beispielsweise 20 Teilstrecken

$$m_L = \pm \sqrt{1,5^2 + 20 \cdot 0,5^2 + 1,5^2} = \pm 3,1 \text{ m, d. i.} = 0,31 \%$$

Für den Kostenanschlag müssen weiterhin auch Flächen aus der Karte entnommen werden (Geländeerwerb). Hier treten folgende Fehler auf: ist  $F = e_1 \cdot e_2$  die Fläche eines Rechteckes und sind  $e_1$  und  $e_2$  der Karte entnommene Entfernungen, so ergibt sich aus

$$dF = e_1 de_2 + e_2 de_1$$

der mittlere Flächenfehler, da  $de_1 = de_2$  ist, zu

$$m_F = \pm m_e \sqrt{e_1^2 + e_2^2}$$

Handelt es sich z. B. darum, die Fläche eines Geländestreifens von 200 m Länge und 10 m Breite zu berechnen, so wird, wenn  $m = \pm 0,5 \text{ m}$  den Abgreiffehler bedeutet,

$$m_{F_0} = 0,5 \sqrt{200^2 + 10^2} = 100 \text{ m}^2$$

bei einer Fläche von 2000 m<sup>2</sup>. Für eine Summe von fünf gleichen Teillächen, die unabhängig bestimmt sind, wächst der mittlere Flächenfehler auf

$$m_F = m_{F_0} \sqrt{5} = 224 \text{ m}^2,$$

das sind rd. 2,2% der Gesamtfläche. (Hierbei sind die sehr kleinen Fehler der Ungenauigkeit des Anfang- und Endpunktes der Trasse unberücksichtigt gelassen.)





Abb. 1. Topographische Grundkarte 1 : 5000 des Deutschen Reiches.

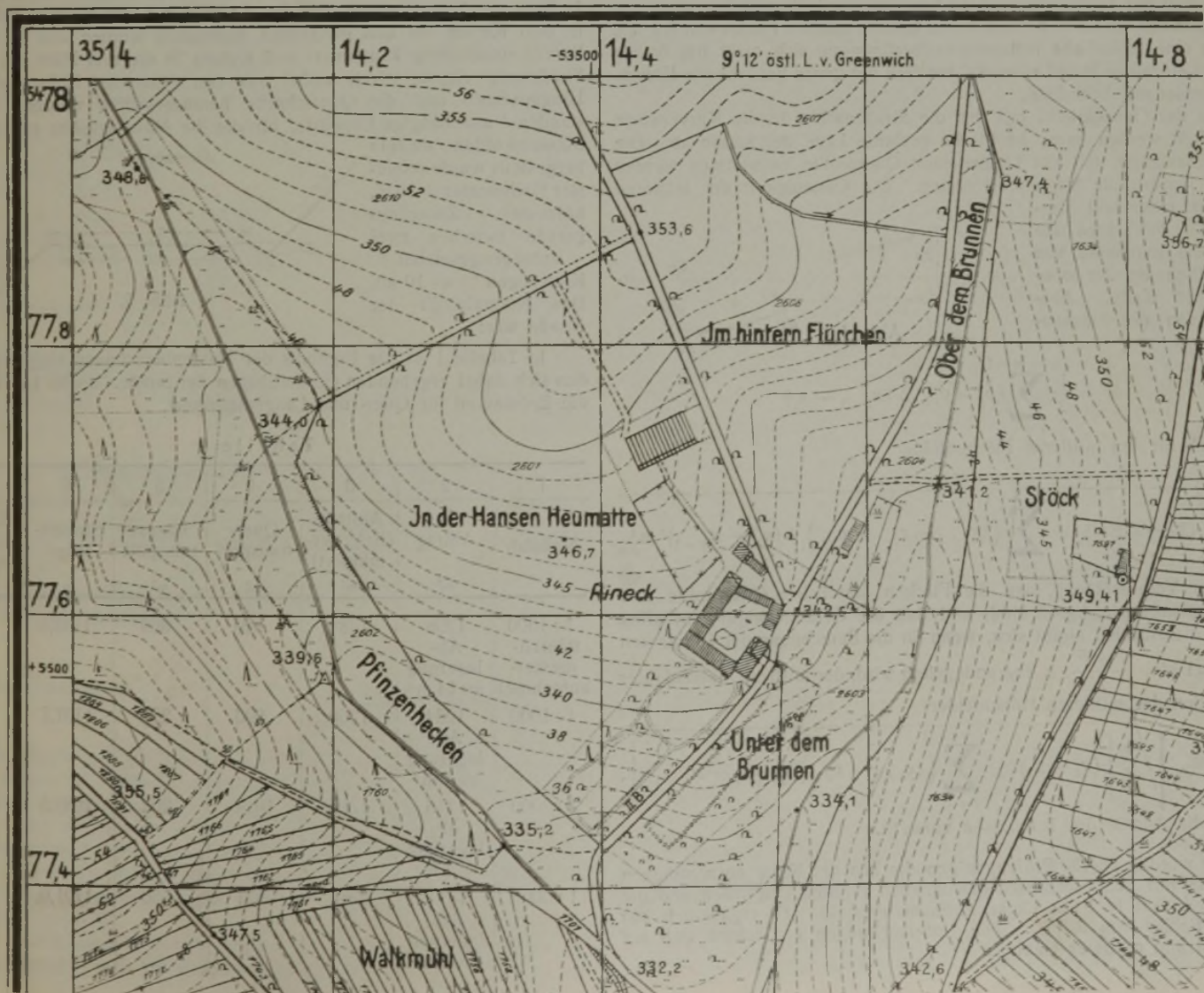


Abb. 2. Topographische Grundkarte 1 : 5000 des Deutschen Reiches.

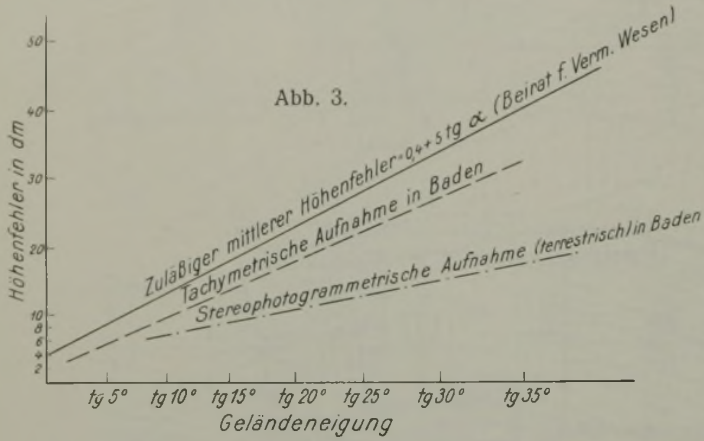


Bezüglich der Höhenungenauigkeit ist als zulässiger mittlerer Fehler für Entnahme irgend eines Punktes aus der Kurvenkarte vom Beirat für das Vermessungswesen angegeben worden:

$$m_h = \pm (0,4 + 5 \operatorname{tg} \alpha) m, \text{ wobei } \alpha \text{ Geländeneigung.}$$

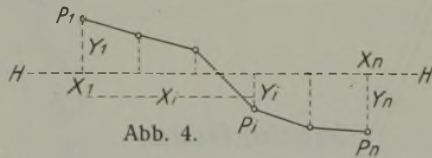
Dieser Höhenfehler ist bei der Tachymetrie in der Hauptsache abhängig von der Güte und Verdichtung der Nivellements- und Tachymeternetze und der Dichte der tachymetrischen Aufnahmepunkte. In Baden hat man je nach einfacheren oder gegliederten Geländeformen zwischen 450 und 650 Aufnahmepunkten für 1 km<sup>2</sup> gewählt.

Bei der Photogrammetrie ist die Genauigkeit der Höhenkurven außer von der Güte obiger Netze noch abhängig vom Basisverhältnis und insbesondere von der Güte des Auswertegerätes.



Die absolute Höhenungenauigkeit bei Entnahme irgend eines Punktes aus der Karte wird voll in Betracht zu ziehen sein, wenn es sich z. B. handelt um die Höhenbestimmung der beiden Endpunkte einer Trasse (Wasserversorgung oder Wasserkraftprojekt und dergl.). Nicht jedoch wird der Höhenfehler bei benachbarten Punkten sich voll auswirken, also z. B. bei Abwicklung einer Straßenachse mit bestimmter Steigung auf der Kurvenkarte oder bei Entnahme von Querprofilen aus der Karte. Nivelliert man z. B. quer zu den aus Tachymeterpunkten konstruierten Höhenkurven, so zeigen sich in dem aus der Karte entnommenen Gefälle mittlere Fehler von 0,2%<sup>1)</sup>, da eben eine fehlerhafte Höhenkurvenbestimmung sich nicht nur örtlich auf einen einzelnen Punkt auswirkt, sondern das ganze benachbarte Höhenkurvengebiet mit beeinflusst.

Von der Genauigkeit, mit der die Straßenachse in die Kurvenkarte abgewickelt werden kann, hängt die geplante Lage der Straße ab. Die Höhenungenauigkeit, mit der Längen- und Querprofile entnommen werden können, berührt die Massenberechnung. Die Genauigkeit der letzteren soll kurz untersucht werden. Wir betrachten zunächst die Entnahme von Querprofilen aus der topographischen Karte. Ausgehend von der Flächenformel



$$F = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{i=n-1} (y_i + y_{i+1}) (x_{i+1} - x_i)$$

ergibt sich für den mittleren Flächenfehler

$$m_F = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(x_2 - x_1)^2 m_{y_1}^2 + \sum_{i=2}^{i=n-1} \{(x_{i+1} - x_{i-1})^2 m_{y_i}\} + (x_n - x_{n-1})^2 m_{y_n}^2}$$

Unter der Voraussetzung, daß die Flächen sämtlicher Querprofile und deren Abstände gleichgroß sind, und daß die Geländeneigung in allen Punkten dieselbe ist, ergibt sich, wenn für die Berechnung der Teilmassen die Formel  $M = \frac{F + F'}{2} \cdot s_0$  zugrundegelegt wird, der mittlere Massenfehler als Funktion des mittleren Höhenfehlers

$$m_M = s_0 m_{y_0} \sqrt{\frac{r}{8} \left[ (x_2 - x_1)^2 + \sum_{i=2}^{i=n-1} \{(x_{i+1} - x_{i-1})^2\} + (x_n - x_{n-1})^2 \right]}$$

wobei  $r$  die Anzahl der Teilmassen vorstellt.

<sup>1)</sup> Es wurden aus 20 Prüfungszügen die aus der Karte entnommenen Querprofile mit den nivellistisch gewonnenen Profilen verglichen und die Unterschiede auf je 1 km Länge zusammengestellt. Es ergab sich ein mittlerer Fehler von 0,20%. Die Untersuchungen erstreckten sich auf Hügel- und mittleres Gebirge.

Der Vergleich von Massen aus Naturaufnahmen mit solchen aus der Karte 1 : 5000 ermittelten, und zwar bei einer Geländeneigung von 7°, führte zu dem folgenden Ergebnis:

Natur	Karte	Fehler	Prozent
m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
5322	5785	463	8%

Der durchschnittliche Abstand  $s_0$  der Querprofile betrug 20 m, die Anzahl der Teilmassen  $r = 58$ , der mittlere Höhenfehler  $m_{y_0} = \pm 0,6$  m. Da für jedes Profil nur zwei Punkte der Karte entnommen wurden, vereinfacht sich obige Formel auf

$$m_{M_0} = \pm \frac{m_{y_0} s_0}{2} \sqrt{\Delta x^2 r},$$

wobei  $\Delta x = x_n - x_1 = 9,8$  m die mittlere Breite der Querprofilflächen bedeutet. Hiernach ergibt sich für den mittleren Massenfehler in guter Übereinstimmung mit obigem praktisch ermittelten Werte

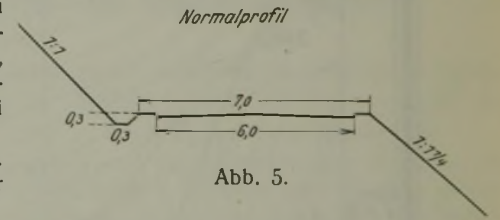
$$m'_M = \frac{0,6 \cdot 20}{2} \sqrt{9,8^2 \cdot 58} = \pm 448 \text{ m}^3.$$

Die vorstehend ermittelten Ungenauigkeiten in Länge, Fläche und Masse sind innerhalb derartiger Grenzen geblieben, daß man ohne weiteres die Entwürfe von Eisenbahnen, Straßen, Kanalisationen, Wasserversorgungen, Flußbauten, auch generelle Ortsbaupläne auf Grund der betrachteten Karten aufstellen und die zur Finanzierung des Unternehmens erforderlichen Kostenanschläge ableiten kann.

II.

Die bisherigen theoretischen Betrachtungen sollen durch praktische Vermessungen in der Natur gestützt werden. Es wurde zu diesem Zweck eine Straßenstrecke von 1100 m Länge in flachem Hügelgelände mittels Gefällmessaufnahme in der Natur abgesteckt. Die Straßensteigung betrug 2 1/2%, die durchschnittliche Geländeneigung 12%. Die Gefällmessaufnahme wurde polygonisiert und nivellistisch mit einem Längenschnitt und 59 Querschnitten versehen. Die Ergebnisse sind in der Lage 1 : 1000, in den Querschnitten 1 : 100 aufgetragen worden.

Es wurde außerdem, unabhängig von diesen Unterlagen, der Geländestreifen, in dem sich die Straße abwickelt, tachymetrisch aufgenommen, und zwar für den Maßstab 1 : 1000 mit 1500 Punkten auf 1 km<sup>2</sup>, für 1 : 2000 mit 1000 Punkten und für 1 : 5000 mit 500 Punkten auf 1 km<sup>2</sup>. In drei Karten mit den genannten Maßstäben wurden nun die Höhenkurven unabhängig konstruiert und sodann in die drei Pläne der gleiche Straßenzug einprojiziert, wobei aus den genannten Höhenplänen der Längenschnitt und die Querschnitte herausgegriffen wurden. So entstanden 4 unabhängige Entwürfe, für die die Massengleiche an Hand von Massenprofilen einzeln hergestellt wurde (kleinster Halbmesser = 30 m, kürzeste Zwischengerade zwischen zwei entgegengesetzten Kreisbogen = 10 m). Das Normalprofil der Straße war:



In Tabelle I ist das Ergebnis der Massenberechnung eingetragen mit den sich dabei ergebenden Gesamtlängen der Straße. Spalte 4 u. 5 zeigen die Erdmassen für Quer- und Längentransport.

Tabelle I.

1	2	3	4	5	6	7
Maßstab	Abtrag	Auftrag (10% vermindert)	Quertransport	Längstransport	Straßenlänge	Durchschnittl. Lagefehler
	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	m
1 : 1000 (Gefällmessaufnahme)	1298 Ablagerung = 14 m <sup>3</sup>	1284	929	369	1102,5	0
1 : 1000	1264 Ablagerung = 4 m <sup>3</sup>	1260	993	271	1101,7	1,6
1 : 2000	1216 Ablagerung = 1 m <sup>3</sup>	1215	1014	202	1099,5	1,9
1 : 5000	1271 Ablagerung = 4 m <sup>3</sup>	1268	921	350	1101,0	2,6



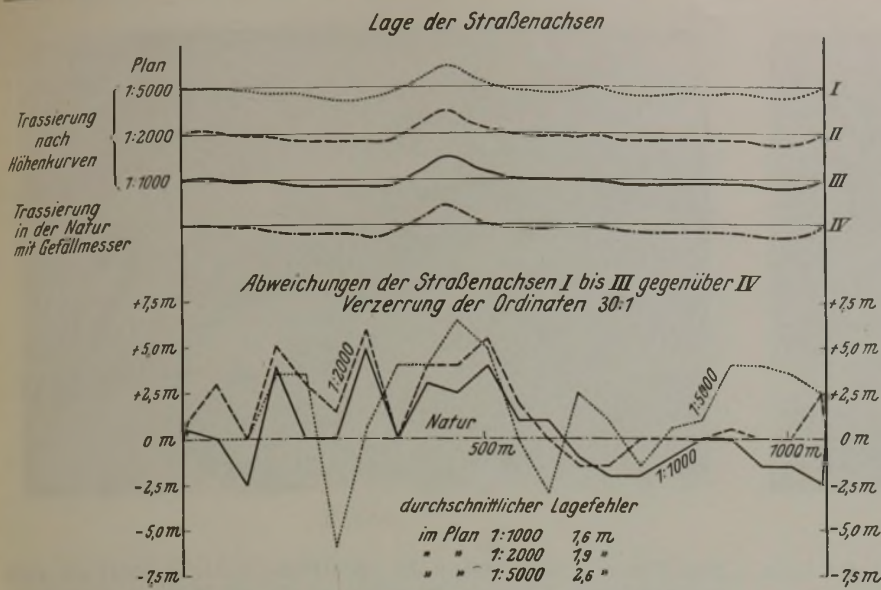


Abb. 6 u. 6a.

In den vier unabhängigen Entwürfen schlängelt sich entsprechend den Massengleichen die Straßenachse in etwas abweichenden Formen. In Abb. 6 ist die Straßenachse der vier Entwürfe dargestellt, und die Lageabweichung der drei Höhenkurvenentwürfe gegenüber dem Gefällmesserentwurf ist in Abb. 6a aufgetragen. Die durchschnittliche Abweichung ist ferner in Tabelle I Spalte 7 angegeben.

Bei diesen Untersuchungen wurde die in der Natur polygonisierte Gefällmesseraufnahme als frei von groben Fehlern angenommen.

Aus der Tabelle I wurde nun ein Kostenanschlag für die Erdmassenbewegung aufgestellt mit 8 R.-M. Tagelohnsatz. Es ergab sich hierbei die Tabelle II.

Tabelle II.

	1 Gefällmesser- aufnahme 1 : 1000	2 1 : 1000	3 1 : 2000	4 1 : 5000
Ausgleich im Profil: Lösen und doppelter Schaufelwurf für 1 m <sup>3</sup> = 1,50 R.-M.	1393,50	1489,50	1521,00	1381,50
Lösen und Laden: Längstransport für 1 m <sup>3</sup> = 1,20 R.-M.	442,80	325,20	242,40	420,00
Längstransport <i>T</i>	297,02	185,80	136,94	193,68
Längstransport <i>B</i>	30,92	56,23	38,14	83,46
Ablagerung für 1 m <sup>3</sup> = 0,80 R.-M.	11,20	3,20	0,80	3,20
Gesamtkosten	2175,44	2059,93	1939,28	2081,84
$\Delta k$ in %	0	5,53	11,87	4,35

Die aus 59 Querprofilen ermittelten Zusammenstellungen ergeben überraschenderweise eine ziemliche Gleichwertigkeit der Höhenschichtenpläne 1:1000, 1:2000 und 1:5000 als Unterlagen für Ingenieurentwürfe. Es soll daher im weiteren nur die Karte 1:5000 berücksichtigt werden.

Der Kostenanschlag eines Straßenbaues setzt sich aus folgenden sieben Positionen zusammen:

1. Vorbereitung des Baues . . . . . =  $k L$
2. Geländeerwerb . . . . . =  $k F$
3. Herstellung des Straßenkörpers
  - a) Öffnen der Linie . . . . . =  $k L$
  - b) Erdarbeit . . . . . =  $k M$
  - c) Reinplanie und Nebenanlagen =  $k L$
4. Fahrbahnherstellung . . . . . =  $k L$
5. Brücken und Dohlen . . . . . — —
6. Sonstiger Aufwand . . . . . =  $k L$
7. Bauleitung . . . . . =  $k L$

(wobei die Konstante  $k$  bei jeder Position einen bestimmten Wert ausdrückt.) Die meisten Positionen sind proportional der Straßenlänge (=  $k L$ ). Eine Position (Nr. 2) ist proportional den Flächen (=  $k F$ ) und eine (Nr. 3b) proportional den Massen ( $k M$ ).

Die Längenermittlung war, wie Tabelle I Spalte 6 zeigt, innerhalb der theoretischen Grenze geblieben. Letztere war für die Karte 1:5000 zu 0,31 % ermittelt worden.

Die Positionen „ $k L$ “ sind am Gesamtkostenanschlag mit etwa 70 % beteiligt, so daß diese um 0,2 % ungenau wird.

Der Flächenfehler war in der theoretischen Betrachtung zu 2,2 % und im praktischen Beispiel zu einem ähnlichen Wert ermittelt worden. Der Geländeerwerb wird bei einem Straßenbau außerhalb der Ortschaften etwa 15 % der Gesamtkosten betragen, die somit auf 3 % ungenau werden.

Die Kosten der Massenbewegung waren im praktischen Beispiel zwischen 5 und 10 %, in der theoretischen Untersuchung war die Masse selbst um 8 % ungenau. Die Kosten der Erdbewegung sind bei vorstehendem Beispiel etwa auf 10 %, in steilerem Gelände auf etwa 30 % der Gesamtkosten anzunehmen. Diese werden also zwischen 1 bis 3 % ungenau.

Ähnlich wie beim Straßenbau liegen die Verhältnisse auch beim Eisenbahnbau, während bei anderen Entwürfen wie Kanalisationen, Wasserversorgungen, elektrischen Überlandleitungen u. dergl. überhaupt nur der Längenfehler mit 0,3 % in Betracht kommt.

Es ist damit nachgewiesen, daß für Längen-, Flächen- und Massenermittlungen und somit für alle Ingenieurentwürfe, deren Zweck Aufstellung eines genauen Kostenanschlages zur Finanzierung des Baues ist, die topographische Grundkarte 1:5000 durchaus genügt. Die genaue Bauabsteckung aber und die Herstellung von Bauplänen im Maßstabe 1:500 bis 1:1000 bleiben in keinem Fall erspart, weil sie auch bei den Entwürfen nach Gefällmesseraufnahmen gemacht werden müssen. Bei diesen Bauabsteckungen werden die Unsicherheiten in der Lage der Straßenachse (Abb. 6a und Tabelle I Spalte 7) ausgemerzt.

Es entsteht schließlich die Frage, welche weiteren Ungenauigkeiten sich aus der Verwendung graphischer Profilmastäbe zur Ermittlung von Querschnittflächen ergeben unter Umgehung der langwierigen Konstruktion von Querschnitten aus Kurvenplänen. Die gebräuchlichsten Profilmastäbe nach Göring gestatten die Ermittlung der Querschnittflächen für Streckenabschnitte, die reine Auf- oder Abtragprofile zeigen, und zwar unter der Voraussetzung, daß die Querschnittflächen durch eine geradlinig verlaufende Geländelinie begrenzt sind. Hierbei treten lediglich Fehler auf, die in der zeichnerischen und in der Ablese-Genauigkeit begründet liegen. Das System an sich ist jedoch, abgesehen von der genannten Voraussetzung, völlig genau.

Die Auf- und Abtragflächen gemischter Profile, wie sie in vorliegendem Falle in der Hauptsache auftreten (vgl. Spalten 4 und 5 der Tabelle I) können dagegen hiermit nicht erfaßt werden. Ein in der Handhabung äußerst übersichtlicher Profilmastab, der die gemischten Profile auszuwerten erlaubt, ist im „Bauingenieur“ 1929, Heft 7, durch Prof. Dr.-Ing. Amman veröffentlicht worden. Auch in dem Aufsätze „Ein einheitlicher Mastab zur Erdmassenermittlung“, „Bautechnik“ 1929, Heft 8, wird diese Frage, und zwar von Prof. Dr.-Ing. Müller, Dresden, behandelt.

## Betonzerstörung und ihre Abwehr.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Ostendorf, Münster (Westf.).

Herr Oberbaurat Hermann, derzeit Dirigent der Kanalbaudirektion Essen, pflegte im Gespräch über Zerstörungserscheinungen an Betonbauwerken zu sagen: „Wasser hat n'en spitzen Kopp“.

In diesen scherzhaften Worten lag die ernste Mahnung, den Beton für Wasserbauwerke immer wasserdicht herzustellen, damit angreifende Wasser nicht in ihn hineindringen können. Jüngst ist ein Leitwort insbesondere für Wasserbauer geprägt worden, das da lautet: „Dichtigkeit geht über Festigkeit“.

Der Grundgedanke, der in diesem Leitwort liegt, ging hervor aus der Beobachtung, daß Betonbauwerke, die nach ihrer Fertigstellung an

Festigkeit nichts zu wünschen übrigließen, nach verhältnismäßig kurzer Zeit zermürbt dastanden und dem Verfall überliefert waren, weil aggressive Wasser in den nicht wasserdichten Beton hatten eindringen können. Ein klassisches Beispiel einer solchen Betonzerstörung lieferte eine Kaimauer am Rhein-Herne-Kanal, die vor kurzem anlässlich der Erweiterung des Hafens Wanne-West abgebrochen werden mußte. Auf Veranlassung des Direktors der Hafenbetriebsgesellschaft, Regierungsbaurat Wehrspan, haben berufene Fachmänner, u. a. Dr. Biehl, Leiter des Wickinginstituts für Zement- und Betonforschung, wissenschaftliche Gutachten über diesen Fall der Betonzerstörung erstattet, aus denen Lehren gezogen werden

Alle Rechte vorbehalten.



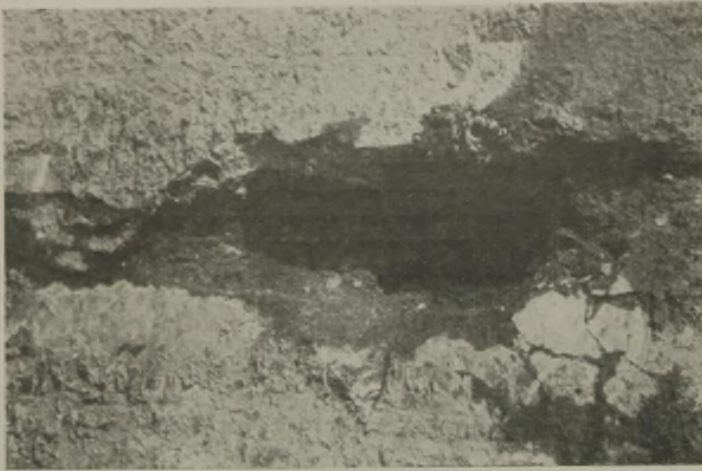


Abb. 2.



Abb. 3.

können, die so ernst und mahrend sind, daß ich es für geboten halte, den Fall zur allgemeinen Kenntnis zu bringen.

Es handelt sich um eine etwa 100 m lange Winkelstützmauer aus Eisenbeton von 8 m Höhe, 4,50 m Fußplattenbreite mit starken Rippen und reichlichen Eiseneinlagen; die Mauer war statisch einwandfrei konstruiert. Der Stampfbeton hatte das Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Drehofenzement, 0,5 R.-T. Traß und 8 R.-T. Kiessand. Kies und Sand waren nicht getrennt zugesetzt worden, sondern so, wie der Kiessand im Rhein gebaggert worden war. An der Hafenseite hatte man die Mauer mit einem Glattstrich versehen. Die Rückflächen hatten einen Putz im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement: 2 R.-T. Rheinsand erhalten, und überdies wurde der Putz noch mit einem Anstrich aus Goudron überzogen. Das Grundwasser hinter der Kaimauer stand rd. 0,30 m höher als das Hafenwasser, so daß also ein ständiger Überdruck von der Rückseite der Mauer nach der Vorderseite vorhanden war. Nach der chemischen Untersuchung von Dr. Bach enthielt das Grundwasser reichliche Mengen an  $\text{SO}_3$ ; er stellte 300 bis 400 mg  $\text{SO}_3$  in 1 l Wasser fest. Die Untersuchung der Bodenproben ergab, daß in der Hinterfüllung Nester aus Moorboden vorhanden waren, und daß in der weiteren Umgebung der Boden mit Moorschichten durchzogen war. Diese Moorschichten waren reich an Sulfaten. Beachtlich war der Umstand, daß das Grundwasser diese Bodenschichten in der Richtung auf die Mauer zu durchfloß, so daß also das Grundwasser auf seinem Wege immer neue Sulfatverbindungen aus dem Boden auflöste, und immer neue Mengen von schwefelsauren Salzen an die Mauer herangebracht wurden. Wie stark nun trotz Putz und Goudronanstrich die Betonzerstörungen an dieser Mauer gewesen sind, das wird bewiesen durch die Tatsache, daß der Beton mit dem Löffelbagger abgeräumt werden konnte. Wo der Löffel in den Beton eingeschnitten hatte, da waren die Schnittflächen so glatt und speckig, als hätte der Bagger durch weichen Ton geschnitten. Mit einem Stab konnte man die Mauer von vorn bis hinten durchstechen. In der Ansichtsfläche der Mauer waren tief eingefressene Löcher, sie waren so groß, daß man sie nach Quadratmetern aufmessen konnte. Die Eiseneinlagen waren stark verrostet und ohne jede Haftfestigkeit am Beton. Abb. 1 zeigt einen etwa 20 m langen Abschnitt der Mauer: Der schwarze, wagerechte Streifen deutet die Höhe des schwankenden Hafenwasserstandes an; die schwarzen Flecken darunter sind die tiefen, großen Löcher in der Vorderfläche der Mauer, und die vielen wagerechten schwarzen Striche sind die Zerstörungen in den Stampffugen. Abb. 2 u. 3 veranschaulichen den Umfang der Betonzerstörung im einzelnen. Von besonderem Interesse sind Abb. 4 u. 5, Aufnahmen von der Rückseite der Mauer. Man sieht hier, daß die Putzschicht eine sehr große Anzahl von starken Rissen erhalten hat; der erstrebte wasserdichte Abschluß des Kernmauerwerks durch den Zementputz 1:2 ist also nicht erzielt worden; auch der Goudronanstrich hat sich auf die Dauer als unwirksam erwiesen.

Um die Ursache der Betonzerstörung festzustellen, hat Dr. Biehl zunächst die Durchchnittsanalyse des gesund gebliebenen Betons der Mauer ermittelt. Bei dem angegriffenen Beton konnte man in der Hauptsache

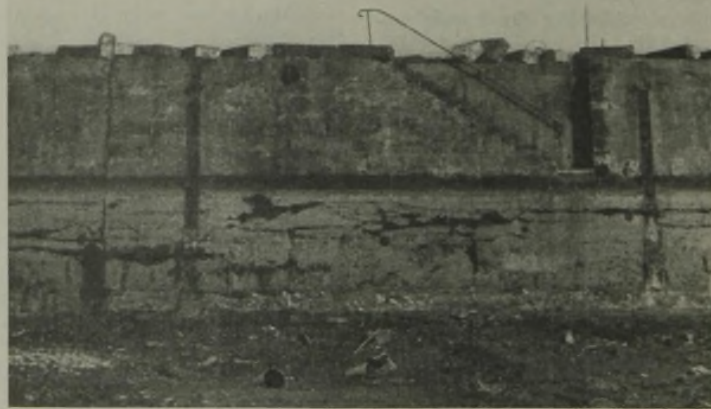


Abb. 1.

zwei Phasen unterscheiden; die erste Phase wurde gebildet von einem grauweißlichen, die zweite Phase von einem gelben Beton; beide Phasen hatten naturgemäß ihre Übergänge. Durch den Vergleich der Analysen dieser beiden Phasen mit der Durchchnittsanalyse des gesunden Betons konnte man die richtigen Schlüsse ziehen auf die Ursache der Betonzerstörung. Der grauweißliche Beton zeigte gegenüber dem gesunden Beton einen bedeutend höheren Gehalt an  $\text{SO}_3$ ; dagegen war der Gehalt an Kieselsäure  $\text{SiO}_2$  und Tonerde  $\text{Al}_2\text{O}_3$  zurückgegangen. Kieselsäure und Tonerde waren es, die in ihrer Verbundenheit mit Kalk,  $\text{CaO}$ , dem gesunden Beton Zusammenhalt und Festigkeit verliehen hatten. Durch Schwefelsäure war also die Verbindung Kalk, Kieselsäure und Tonerde zerstört worden; an ihrer Stelle hatte sich eine Verbindung aus Schwefelsäure, Kalk und Aluminiumoxyd, das Kalziumsulfaluminat (Zementbazillus) gebildet. Diese Verbindung entstand in Form von Kristallen in den Hohlräumen des Betons, und zwar unter starker Volumenvermehrung infolge der reichlichen Wasseraufnahme bei der Kristallisation. Durch den immer zunehmenden Druck der wachsenden Kristalle (Kristallisationsdruck) wurde der Beton in allen Poren aufgesprengt, und so bildeten sich nach und nach immer mehr Risse

und Sprünge. Dem nachdrängenden, aggressiven Grundwasser wurde immer mehr Spielraum gegeben und immer mehr Angriffsfläche geboten. So schritt unaufhaltsam die Zerstörung fort und fort, bis jeder Zusammenhalt der Sand- und Kieskörner gelöst war. Die Analyse des gelben weichen Betons besagte, daß der Gehalt an Kalk, Kieselsäure und Tonerde sehr viel geringer war als im gesunden Beton; der Gehalt an  $\text{SO}_3$  war aber auch geringer als im grauweißlichen Beton; das fällt zunächst auf, weil doch das  $\text{SO}_3$  sich als der Urheber der Zerstörung erwiesen hatte. Dieser scheinbare Widerspruch findet seine Erklärung in dem Umstande, daß die Kristalle aus Kalziumsulfaluminat wasserlöslich sind und von dem stark durchströmenden Grundwasser aufgelöst und davongetragen worden waren. Schließlich blieb vom Beton nur Sand mit Kies übrig, der durch das im Grundwasser enthaltene Eisenhydroxyd eine gelbliche Färbung annahm. Dieser gelbe Beton war zum Teil so weich und schwammig, daß man ihn mit der Hand aushöhlen konnte. Die Zerstörungerscheinungen waren also im vorliegenden Falle auf sulfathaltige Wasser zurückzuführen, die in den Beton hatten eindringen können. Befördernd hierbei war die Porosität des anfänglich festen Betons. Kapillare Kräfte bewirkten in dem porösen Beton das Aufsteigen des schädlichen Grundwassers hoch über den Grundwasserspiegel, wodurch der Umfang der Zerstörung stark vergrößert wurde. Die Zerstörung des Betons in den Stampffugen wies darauf hin, daß die Wasserdurchlässigkeit des Betons in diesen Fugen besonders groß gewesen ist.

Angesichts dieser Erkenntnis bleibt die Frage zu beantworten, was zu tun ist, um solche Zerstörungerscheinungen zu verhüten. Aus der Erkenntnis über den Vorgang der Zerstörungsarbeit können wir den Schluß ziehen, daß der Zerfall des Betons nicht eingetreten wäre, wenn er wasserundurchlässig gewesen wäre. Die Gewähr für die Wasserundurchlässigkeit ist dann vorhanden, wenn der Beton dicht ist; dicht





Abb. 4.

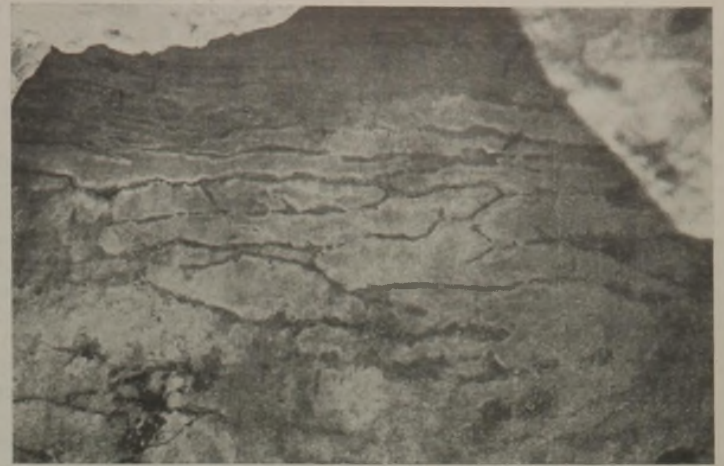


Abb. 5.

aber ist der Beton, wenn 1. der Mörtel ein dichter ist, und 2. wenn zugleich die im Beton vorhandene Menge des dichten Mörtels genügend groß ist. Woran erkennt man, ob der Mörtel dicht ist oder nicht? Darüber gibt uns der sogenannte Füllungsgrad des Mörtels Aufschluß, das ist die Zahl, die besagt, wieviel mal mehr Kittmasse im Mörtel vorhanden ist als Hohlräume im Sand. Die Kittmasse wird ihrerseits gebildet von den Bindemitteln und dem Anmachwasser. 1 l Zement liefert z. B. mit 0,72 l Anmachwasser  $0,48 + 0,72 = 1,20$  l Kittmasse. Die Zahl 0,48 wird die Ausbeute für Zement genannt. Für die Berechnung der Kittmasse ist also die Kenntnis der Ausbeute der verschiedenen Bindemittel erforderlich. Die Ausbeute von Hochofenzement ist 0,45, die von Traß ist 0,48 und die von hydraulischem Kalkpulver ist 0,28 bis 0,40, je nachdem es sich um einen schwachhydraulischen oder einen starkhydraulischen Kalk handelt. Die Zahl 0,48 für die Ausbeute von Zement sagt also, wieviel wirkliche Masse in 1 l Zement enthalten ist; der Rest  $1 - 0,48 = 0,52$  l ist demnach die Größe der Hohlräume in 1 l trockenem Zement.

Die Menge des Anmachwassers, die zur Kittbereitung notwendig ist, wird man durch praktische Versuche ermitteln; in der Regel reicht eine Anmachwassermenge von 18% der Raummenge der einzelnen Mörtelbestandteile, hier also von Zement und Sand aus: für den Mörtel 1:3 würde die Menge des Anmachwassers demnach angenommen werden können mit  $0,18 \cdot (1 + 3) = 0,72$  l. Im Mörtel 1:3 würde also eine Kittmenge vorhanden sein von  $0,48 + 0,72 = 1,20$  l. Die Hohlräume, die in den 3 R.-T. Sand enthalten sind, mögen sich auf Grund von Versuchen berechnen zu  $0,40 \times 3 = 1,20$  l. Im Mörtel 1:3 wäre also genau soviel Kittmasse vorhanden, wie Hohlräume im Sande, und der Füllungsgrad dieses Mörtels wäre mit  $\frac{1,2}{1,2} = 1,0$  zu bezeichnen. Theoretisch ist also der Mörtel 1:3 dicht; praktisch ist er aber als undicht zu bezeichnen, einerseits, weil bei noch so sorgfältigem Mischen Unvollkommenheiten in der Verteilung der Kittmasse auf die vielen Hohlräume im Sande unvermeidlich sind, und andererseits, weil die volle Dichtigkeit erst dann erreicht wird, wenn sozusagen jedes Sandkörnchen mit einer Hülle aus Kittmasse umgeben ist und mit dieser Hülle an der Hülle der benachbarten Sandkörnchen klebt. Das aber kann nur dann der Fall sein, wenn ein gewisser Überschuß an Kittmasse vorhanden ist, wenn also der Füllungsgrad des Mörtels größer ist als 1,0 ist. Aus praktischen Versuchen hat sich herausgestellt, daß man bei Stampfbeton für den Mörtel einen Füllungsgrad  $f_m$  von 1,7 (bis etwa 2,3) verlangen muß, wenn der Beton dicht sein soll; beim Mörtel des Gußbetons vollzieht sich die Ausfüllung der Hohlräume im Sande wegen der größeren Beweglichkeit der ganzen Mörtelmasse reibungsloser und leichter. Erfahrungsgemäß erreicht man beim Gußbeton bereits eine hohe Mörteldichtigkeit, wenn der Füllungsgrad des Mörtels 1,3 ist. So erklärt es sich, daß ein und dieselbe Betonmischung als Stampfbeton undicht, als Gußbeton aber dicht ist; bei der größeren Beweglichkeit der dünnflüssigen Kittmasse im Gußbeton braucht man verhältnismäßig weniger Kittmasse als im erdfeuchten Beton. Bei der Wahl des Mischungsverhältnisses sollte man es niemals unterlassen, sich Gewißheit darüber zu verschaffen, ob der Füllungsgrad des Mörtels 1,7 bzw. 1,3 oder größer ist; auch für Gußbetonmischungen ist das notwendig, denn es gibt auch Gußbeton, der nicht wasserdicht ist und deshalb von aggressiven Wässern ebenso leicht zerstört werden kann wie Stampfbeton.

Ist nun der für den Beton gewählte Mörtel dicht, d. h. ist der Füllungsgrad des Mörtels gleich oder größer als 1,7 bzw. 1,3, so würde der Beton noch nicht dicht sein, wenn die in ihm vorhandene Menge dieses Mörtels nicht ausreicht 1. um alle Hohlräume im Kies mit dichtem Mörtel auszufüllen und 2. um alle Kiesel mit einer Hülle von dichtem Mörtel zu umgeben. Auch hier soll wieder sozusagen jeder Kiesel mit seiner Mörtelhülle an der Mörtelhülle des benachbarten Kiesels kleben. Die so

anzustrebende satte Einbettung aller Kiesel in die dichte Mörtelmasse wird erreicht, wenn der Füllungsgrad des Betons  $f_b$  gleich oder größer ist als 1,7, d. h. die Mörtelmenge im Beton muß mindestens 1,7mal so groß sein wie die Hohlräume im Kies.

Die Bedingung, daß die Mörtelmenge im Beton mindestens 1,7mal so groß sein muß wie die Hohlräume im Kies, ist immer erfüllt, wenn das Verhältnis von Sand zu Kies 1:1,5 ist, was für den Gußbeton das übliche ist. Bei dem reinen Zementbeton ergibt sich der Füllungsgrad 1,7 für Mörtel und 1,7 für Beton erst bei der sehr fetten Mischung 1 R.-T. Zement: 1,6 R.-T. Sand: 3,2 R.-T. Kies; alle weniger fetten bzw. die mageren Mischungen sind als Stampfbeton undicht bzw. wasserdurchlässig, weil ihr Füllungsgrad kleiner als 1,7 ist.

Es erscheint mir zweckmäßig, an dieser Stelle noch darauf hinzuweisen, daß es irrig ist, wenn man glaubt, daß der mörtelreiche Beton, dessen Füllungsgrad  $f_b$  also 1,7 und größer ist, dicht sein muß. Die Mörtelmenge kann noch so reichlich sein, der Beton ist trotzdem undicht, wenn der Mörtel an sich nicht dicht ist, wenn dessen Füllungsgrad  $f_m$  bei Stampfbeton kleiner als 1,7 und bei Gußbeton kleiner als 1,3 ist.

Untersucht man den für die zerstörte Kaimauer verwendeten Beton im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement: 0,5 R.-T. Traß: 8,0 Rheinkies sand, so erhält man einen Füllungsgrad für den Mörtel von 1,2 oder 1,41 oder 1,55, je nachdem man das Verhältnis von Sand zu Kies wie 1:1 oder wie 1:1½ oder wie 1:2 annimmt. Diese Zahlen besagen, daß der Beton in diesem Mischungsverhältnis praktisch nicht als wasserdicht gelten kann. Die Unterlassung dieser Untersuchung ist sicherlich mit schuld an der Betonzerstörung gewesen. Die Kittmenge in Mörtel hätte größer sein müssen. Die Betonmischung 1 R.-T. Zement: 0,60 R.-T. Traß: 2,75 R.-T. Sand: 5,5 R.-T. Kies hätte die Dichtigkeitsbedingungen erfüllt; ebenso die Betonmischung 1 R.-T. Zement: 0,5 R.-T. Traß: 2,5 R.-T. Sand: 5 R.-T. Kies. Die erste dieser beiden Mischungen ist nur etwa um 0,80 R.-M. teurer als die beim Bau der Mauer zur Anwendung gekommene Mischung, die zweite aber ist um 1,50 R.-M. teurer. Hierin liegt ein Fingerzeig, wie die zur Erlangung der Wasserundurchlässigkeit notwendige Menge Kittmasse am billigsten zu beschaffen ist. Vom wirtschaftlichen Standpunkte aus muß man erstreben, möglichst viel Kittmasse für möglichst wenig Geld zu beschaffen. 1 m³ Kittmasse im reinen Zementbeton kostet bei Verwendung von Portlandzement rd. 130 R.-M., bei Verwendung von Hochofenzement rd. 110 R.-M.

Bei Anwendung von Zementtraßbeton stellt sich 1 m³ Kittmasse schon billiger, nämlich auf rd. 100 R.-M.; das gilt sowohl für Portlandzement mit Traßzusatz als auch für Hochofenzement mit Traßzusatz. Noch billiger ist der Preis für 1 m³ Kittmasse im Zement-Kalk-Traß-Beton; es ergibt sich hierfür ein Preis für die Kittmasse von nur 72 R.-M./m³, was, wie folgt, leicht nachzuprüfen ist. Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Zement: 1,5 R.-T. Kalkpulver: 2,63 R.-T. Traß.

$$\frac{1 \cdot 0,63 + 1,5 \cdot 18 + 2,63 \cdot 25}{1 \cdot 0,48 + 1,5 \cdot 0,28 + 2,63 \cdot 0,48} = 72 \text{ R.-M.}$$

63, 18 und 25 R.-M. sind die Kubikmeterpreise von Zement, hydraulischem Kalkpulver und Traß; 0,48, 0,28 und 0,48 sind die entsprechenden Zahlen für die Ausbeute.

Dieser bedeutende Preisunterschied ist der ersten Beachtung wert. Es kommt einer Geldverschwendung gleich, wenn der erforderliche Füllungsgrad mit reinem Zementkitt so teuer erkaufte würde, ohne daß die dem reinen Zementbeton innewohnende Festigkeit ausgenutzt werden könnte; wo das nicht der Fall ist, da verwende man den Zementtraßbeton, und wo die Festigkeit des langsam erhärtenden Zement-Kalk-Traß-Betons ausreichend ist, da ist dieser Beton wegen seiner erprobten Dichtigkeit am Platze.



In nächster Nähe der zerstörten Kaimauer befindet sich die Schleuse V des Rhein-Herne-Kanals; der Kanal ist hier tief in das Gelände eingeschnitten, weshalb er Vorfluter für das Grundwasser ist. Das aus dem moorreichen Gelände nördlich des Kanals auf ihn zuströmende aggressive Grundwasser steht demzufolge hinter den Schleusenmauern. An dem Schleusenbauwerk, dessen Mauern aus Zement-Kalk-Traß-Beton hergestellt wurden, sind noch keinerlei Zerstörungserscheinungen aufgetreten; das ist um so beachtenswerter, als dieser Beton weder einen Putz, noch einen Glattstrich, noch einen Anstrich aus Goudron erhalten hat. Wenn dieser Beton in dem aggressiven Wasser noch nichts von Zerstörung zeigt, so muß man das auf den Umstand zurückführen, daß dieser Beton wasserdicht hergestellt wurde. Der Füllungsgrad für den Zement-Kalk-Traß-Mörtel ist 1,70 und für den Zement-Kalk-Traß-Beton 1,76. Diese Zahlen besagen, daß das Betonmauerwerk der Schleuse im Kern dicht ist, und gerade darin liegt der Grund der Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des gefährlichen Grundwassers.

Ehe der Zement-Kalk-Traß-Beton für den Bau der Schleuse des Rhein-Herne-Kanals endgültig gewählt wurde, sind eingehende Versuche und Forschungen angestellt worden; ausschlaggebend bei der Wahl war der Umstand, daß aus Zement, Kalk und Traß mit den geringsten Kosten eine Betonmischung hergestellt werden konnte, die eine Gewähr bot für Wasserundurchlässigkeit und ausreichende Festigkeit. Die vielen Versuche hatten deutlich erkennen lassen, daß die Forderungen der Wasserundurchlässigkeit nur dann erfüllt wurden, wenn der Füllungsgrad für den Mörtel und auch für den Beton 1,7 und größer war. Was man von diesem Zement-Kalk-Traß-Beton erwartet hatte, hat sich in der Praxis glänzend bewährt. Die Schleusenmauern sind fest, dicht und widerstandsfähig gegen schädliche Grundwasser. Das gute Ergebnis für den Schleusen-

beton einerseits und die Zerstörung der Kaimauer im Hafen Wanne-West andererseits lehren eindringlich, daß der Wasserbauer bei der Wahl des Betonmischungsverhältnisses es nie unterlassen sollte, sich über den Füllungsgrad des Mörtels und des Betons durch Berechnung Gewißheit zu verschaffen; unterläßt er es, dann besteht die Gefahr, daß das Bauwerk durch den Angriff schädlicher Grundwässer in kurzer Zeit zerstört wird. Näheres hierüber enthält die im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene „Anweisung für Mörtel und Beton“, sowie der Aufsatz des Verfassers in der „Bautechnik“ 1927, Heft 39.

Als man die zerstörte Mauer baute, wurde der Beton in dem Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 0,5 R.-T. Traß : 8 R.-T. Kiessand für einen für Eisenbeton wohl geeigneten Beton gehalten. Die schlechten Erfahrungen, die man hier mit diesem Beton gemacht hat, lehren, daß man sich hierin geirrt hatte. Dieser typische Fall der Betonzerstörung hat gezeigt, wohin es führt, wenn man sich mit den althergebrachten Gepflogenheiten begnügt, wenn man, sei es aus Bequemlichkeit, sei es aus Gleichgültigkeit oder Unkenntnis, es so macht, wie es eben früher immer gemacht wurde. Mehr Verständnis für die wissenschaftliche Betonforschung, mehr Kenntnis von dem Wesen der Baustoffe ist das Gebot der Stunde, und es ist die höchste Zeit, daß allgemein Schluß gemacht wird mit den alten Gepflogenheiten und mit der Sorglosigkeit in mörteltechnischen Fragen. Es ist zu bedauern, daß es Betonbauwerke gibt, die rettungslos dem Verfall überliefert sind, weil man es bei der Wahl des Betonmischungsverhältnisses an der nötigen Sorgfalt und an der so notwendigen wissenschaftlichen Behandlung der mörteltechnischen Fragen hat fehlen lassen.

Um der Lebensdauer unserer Bauwerke willen beachten wir darum die Wahrheit und die ernste Mahnung, die in den Sätzen liegt: „Wasser hat n'en spitzen Kopp!“ „Dichtigkeit geht über Festigkeit!“

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

(Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.)

In meinem Aufsatz „Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre“ („Die Bautechnik“ 1928, Heft 49, S. 721/722) waren bereits die Unstimmigkeiten in den Voraussetzungen zur Berechnung des Abflusses über Wehrkörper erörtert worden, so daß die nachfolgenden Ausführungen an die dort gewonnenen Erkenntnisse anknüpfen können.

Die lotrechten Quergeschwindigkeiten, die durch das Aufsteigen der tiefer liegenden Wasserbahnen bei der Annäherung an das Wehr sowie durch die starke Spiegelsenkung vor dem Wehre bedingt werden, wirken hemmend auf die inneren Wasserbahnen im Überfallstrahl ein, so daß die Geschwindigkeitsverteilung nicht nach der bisher vorausgesetzten Parabelinie II (Abb. 1 bis 3) stattfindet. In der Versuchsanstalt für Wasserbau

an der Technischen Hochschule Danzig wurden in den letzten Jahren mit einwandfrei arbeitenden Stauröhren<sup>1)</sup> sehr sorgfältige Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt; sie haben eine Geschwindigkeitsverteilung im Überfallstrahle ergeben, die durch die Linie I der Abb. 1 in allgemein zutreffender Form gekennzeichnet wird. Für die Breitereinheit wird demnach der Abfluß  $Q$  dargestellt durch die Fläche  $123141 = F_v$ , während die bisher angenommene theoretische  $Q$ -Fläche dagegen durch  $16731181 = F_{theor}$  dargestellt wird. Es ergibt zugleich das Flächenverhältnis  $F_v : F_{theor}$  den Beiwert  $\mu$  in der Gleichung 3 des obengenannten Aufsatzes, der Weisbachschen Überfallformel. Ist die Ankunfts geschwindigkeit  $v_a$  sehr klein, mithin  $k = v_a^2 : 2g$  nur sehr klein, und die Spiegelsenkung vor dem Wehr schwächer, so ist dicht unter der Oberfläche des Strahles die Einwirkung der senkrecht abwärts gerichteten Quergeschwindigkeiten nur sehr gering. Infolgedessen fällt dann oben die wirkliche Verteilungslinie I der Geschwindigkeiten im Überfallstrahl an-

<sup>1)</sup> Vergl. Zeitschr. d. V. D. I. 1923, Nr. 23 (S. 570; Stauröhre Abb. 12).

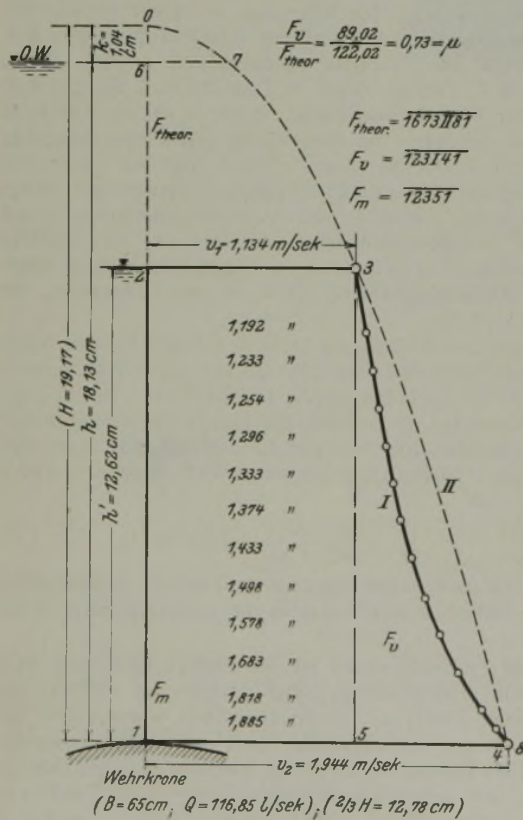


Abb. 1.

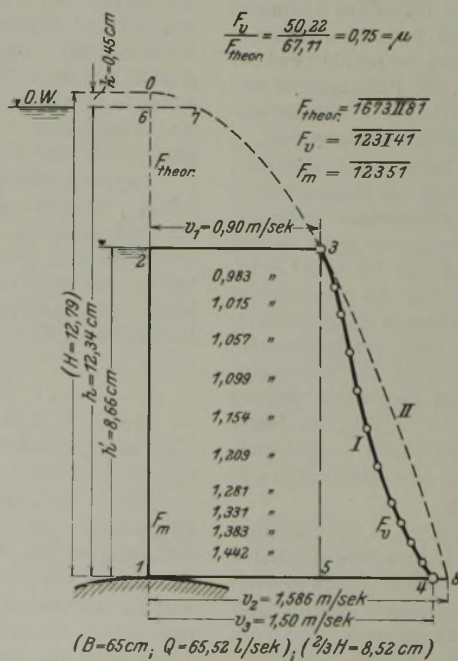


Abb. 2.

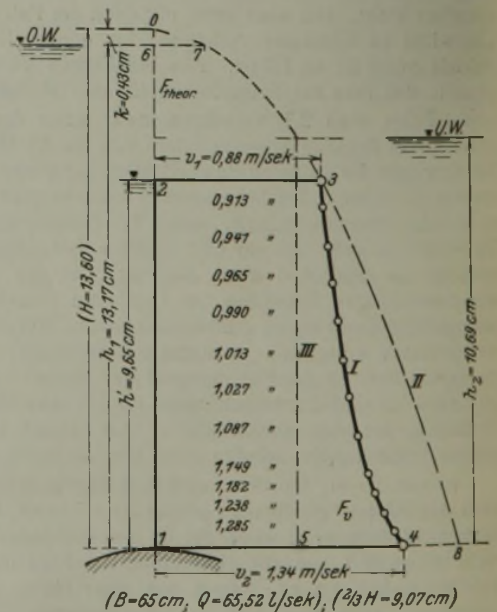


Abb. 3.



fänglich mit der Parabel II zusammen, um aber in tieferen Schichten wieder, wie in Abb. 1, von II mehr und mehr abzuweichen; unten erreicht die Geschwindigkeit  $v_3$  nicht mehr (wie sonst; vergl. Abb. 1) die theoretisch zu erwartende Geschwindigkeit  $v_2$ , was hier auf eine stärkere Einwirkung der vor dem Wehre lotrecht aufsteigenden Wasserbahnen schließen läßt. Daß die Reibungswirkung an der Wehrkrone unerheblich bleibt, läßt sich aus den Meßergebnissen folgern, die (wie in Abb. 1) im allgemeinen sehr genau den in der Wehrkronehöhe theoretisch zu erwartenden Geschwindigkeitswert  $v_2$  ergaben, d. h. die Punkte 4 und 8 fallen beim vollkommenen Überfall zusammen. Ebenso lassen sämtliche Messungen ausnahmslos erkennen, daß an der Strahloberfläche die theoretisch dort zu erwartende Geschwindigkeit  $v_1$  immer vorhanden ist, so daß stets die Verteilungslinien I und II der Geschwindigkeiten im Überfallstrahle gemeinsam im Punkte 3 beginnen, vergl. Abb. 1 bis 3.

Ferner bestätigte sich aus den Messungen, daß die Strahldicke  $h'$  über der Wehrkrone ziemlich genau gleich  $\frac{2}{3}H$  ist, sofern  $H = h + k$  ist (worauf auch Dr.-Ing. P. Böß und Dr.-Ing. F. Bundschu hingewiesen haben); diese Feststellung läßt darauf schließen, daß über der Wehrkrone tatsächlich die Wellengeschwindigkeit  $c = \sqrt{gt}$ , hier  $= \sqrt{gh'}$ , erreicht wird, d. h.  $v_1 = c$  oder  $\sqrt{2g(H-h')} = \sqrt{gh'}$  also  $(H-h') = h' : 2$  oder  $\frac{1}{2}h' = H$  bzw.  $h' = \frac{2}{3}H$ .

Der große Einfluß der lotrecht aufsteigenden Quergeschwindigkeiten vor dem Wehr auf die Geschwindigkeits-Verteilung im Überfallstrahle mahnt zur Vorsicht in weitergehenden Schlüssen; offenbar wird diese Verteilung von der Wehrkronehöhe  $w$  über der normalen Sohle entscheidend mitbestimmt, d. h. das Verhältnis  $F_v$  zur Rechteckfläche  $F_m = (v_1 h')$  wird eine Funktion von Größen sein, in der auch  $w$  enthalten

sein muß. Diese Untersuchungen bilden den Hauptteil einer Doktor-Dissertation des Dipl.-Ing. Christian Keutner, Assistent an der Technischen Hochschule Danzig, die voraussichtlich später in der „Bautechnik“ veröffentlicht werden wird. Diese Untersuchungen erstreckten sich auch auf den sogenannten „unvollkommenen Überfall“, auf den sich die neuen Erkenntnisse sinngemäß übertragen lassen (vergl. Abb. 3). Die bisher angenommene lotrechte Verteilungslinie III unterhalb der UW-Höhe erwies sich dabei als unzutreffend; es gilt auch hier I als maßgebende Verteilungslinie. Mit steigendem UW entfernt sich unter dem Zwange des stärkeren Gegendruckes von der Unterwasserseite her Punkt 4 (Abb. 3) von 8 mehr und mehr; die Strahldicke  $h'$  über der Wehrkrone ist im allgemeinen von der Unterwasserhöhe  $h_2$  über dieser wesentlich verschieden, was bei den früheren Berechnungsformeln nicht berücksichtigt worden war. Die Keutnersche Arbeit bringt für alle diese verschiedenen Fälle neu hergeleitete zuverlässige Berechnungsweisen.<sup>2)</sup>

<sup>2)</sup> In dem kürzlich erschienenen Buche „Angewandte Hydraulik“ von Dr.-Ing. F. Bundschu, Berlin 1929, Verlag von Julius Springer, sind Wehrberechnungen versucht worden, bei denen  $h' = \frac{2}{3}H$  zugrunde gelegt wird, die Geschwindigkeitsverteilung im Überfallstrahle aber als gleichbleibend ( $= v_1$ ) angenommen wird. Die benutzten Versuchsmodelle waren viel zu klein, um über diese Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können. Statt der  $F_v$ -Fläche = 123141 führt demnach Bundschu nur die  $F_m$ -Fläche = 12351 in seine Rechnungen ein, die demnach keine befriedigenden Ergebnisse bringen können. Es ist bedauerlich, daß solche Erörterungen, die wissenschaftlich nicht zu rechtfertigen sind, in Buchform festgelegt wurden und fast die Hälfte dieses Buches umfassen (S. 6 bis 31).

### Vermischtes.

**Die neue Halle der Gartenbaugesellschaft in London.** Um ihre alle 14 Tage stattfindenden Ausstellungen unterzubringen, hat sich die englische Gartenbaugesellschaft in London (Westminster) eine Halle geschaffen, die manches Interessante bietet. Ihr Hauptteil besteht aus einem Mittelschiff von 22 m Breite zwischen den Mitten der diesen Teil seitlich begrenzenden Säulen, dessen Innenscheitel 17,7 m über dem Fußboden liegt, und zwei Seitenschiffen, deren flache Dächer in 7,5 m Höhe gegen den Mittelteil anstoßen. Das ganze Gebäude besteht aus Eisenbeton. Die Binder des Mittelteils sind innen von einer Ellipse begrenzt,

bestätigten die Berechnung, indem sie eine Zugfestigkeit von 28,4 t ergaben.

Besonderer Wert wurde auf die Beleuchtung der Halle durch natürliches Licht gelegt. Ein Glasdach wollte man wegen der Schwierigkeiten, es bei dem Londoner Ruß reinzuhalten, vermeiden. Die Räume zwischen den Bindern sind daher treppenförmig angeordnet, und die vier senkrechten Teile sind in ihrer vollen Fläche verlastet. Nur im Scheitel des Mittelschiffs und in den wagerechten Decken der Seitenschiffe finden sich Oberlichter. Da die sie umgebenden Flächen begehbar sind, hat es keine Schwierigkeiten, sie zu säubern. Gegen ein in seiner ganzen Fläche verglastes Dach sprach auch die Forderung, daß es möglich sein müsse, das unmittelbare Sonnenlicht von den Ausstellungsgegenständen fernzuhalten, eine Forderung, die dabei nur schwer zu erfüllen gewesen wäre. Eine Abbildung in Engineering, die hier wiedergegeben ist, zeigt die Gleichmäßigkeit der Lichtverteilung in der ganzen Halle.

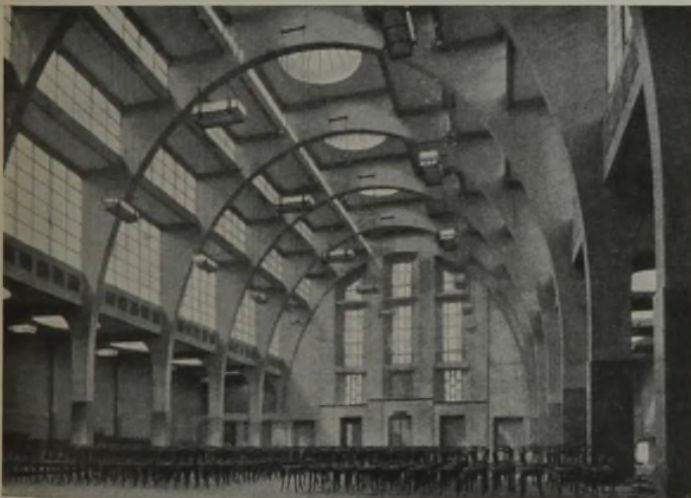
Der Fußboden der Halle ebenso wie der des anstoßenden Verwaltungsgebäudes liegt etwas erhöht gegen die umgebende Straßenfläche; so ist, ohne zu tief graben zu müssen, Raum für ein Sockelgeschoß gewonnen, in dem Lagerräume u. dergl. untergebracht sind. Das Gebäude ruht auf einer Schicht Kies, die merkwürdigerweise wasserfrei ist; wegen der Nähe der Themse hätte man eher erwartet, Ton oder Torf mit Wasser vorzufinden. Die Gründungen sind aus Beton gebaut, der aus je 8 Kubikfuß (0,23 m<sup>3</sup>) Schotter, 4 Kubikfuß (0,11 m<sup>3</sup>) Sand und 204 Pfd. (93 kg) Zement besteht. Das Kellergeschoß ist von einer Eisenbeton-Stützmauer umgeben, deren Rückseite einen Asphaltüberzug erhalten hat.

Die Wände sind äußerlich mit Zementmörtel 1:3 in dünner Schicht überzogen, innerlich mit dem Hammer bearbeitet; die Innenseite sieht infolgedessen fast wie Mauerwerk aus.

Während des Baues und nach dem Ausschalen sind die Bewegungen des Scheitels der Gewölberippen gemessen worden. Es zeigte sich, daß infolge des Schwindens des Betons der Scheitel sich von Woche zu Woche senkte, trotzdem sind im Verlaufe von neun Monaten keine Risse aufgetreten, woraus man wohl schließen darf, daß das Setzen vollständig gleichmäßig vor sich gegangen ist. Wkk.

**Herstellung von Entleerungstollen im Artouste-See.** Die Lage des Artouste-Sees macht ihn zu einem natürlichen Wasserspeicher geeignet, der die im Laufe eines Jahres wechselnden Wassermengen sammelt und geregelt wieder abgibt. Er liegt 1967,5 m hoch an der Grenze der Departements Hautes-Pyrénées und Basses-Pyrénées am Fuße des 2976 m hohen Palas. Er wird von einem Zuflußgebiete von 7,45 km<sup>2</sup> gespeist. Der Sousoueu bildet seinen Abfluß.

Diese günstigen Bedingungen veranlaßten die „Compagnie des Chemins de fer du Midi“, den See als natürlichen Speicher für ein im Ossautale errichtetes Wasserkraftwerk zu benutzen. Auf Grund von mehrjährigen Messungen der Zuflußmengen wurde das Fassungsvermögen auf 23 000 000 m<sup>3</sup> festgesetzt. Die topographische Untersuchung ergab, daß dieses Fassungsvermögen dadurch bequem erreicht werden konnte, daß der Spiegel des Sees durch eine Staumauer um 22 m aufgestaut und daß andererseits die Entnahmestelle 49,5 m unter dem alten Seespiegel angeordnet wurde. Über die für den letzteren Zweck erforderlichen Stollenbauten berichtet J. Leclerc du Sablon, Ingénieur des Ponts et Chaussées, im 4. Heft vom Juli-August 1928 der „Annales des Ponts et Chaussées, Partie Technique“.



deren wagerechte Achse 21 m, deren senkrechte Halbchse 13,7 m mißt und die sich 6 m über dem Fußboden auf die Säulen aufsetzt. Infolge dieser Anordnung war es schwierig, den Seitenschub der gewölbten Rippen aufzunehmen; ein Zugband in Höhe der Kämpfer war aus baukünstlerischen Gründen ausgeschlossen, und man hat daher die flachen Dächer der Seitenschiffe als wagerechte Träger und somit als Widerlager für die Gewölberippen ausgebildet. Bei einer Länge von 45,75 m und einer Dicke von 28 cm haben diese eine Breite von 7,9 bis 8,5 m, sind also durchaus geeignet, einen in ihrer Ebene auftretenden Schub aufzunehmen. Dieser beläuft sich für jeden Bogen auf 45 t oder für die sechs Rippen zusammen auf 270 t, so daß an den Enden je 135 t aufzunehmen sind. Die Dächer mußten infolge der statischen Aufgabe, die ihnen zugewiesen ist, sehr kräftig bewehrt werden. Auf der Zugseite liegen 33 Eisen von 32 mm Durchm., auf der Druckseite 15 ebensolche Eisen. Dazwischen sind kräftige Bügel untergebracht. Der Raum reichte zur Unterbringung dieser Eisen nur gerade aus; da es aber nicht möglich war, die Eisen auf die ganze Länge in einem Stück durchgehen zu lassen, und der Platz zu einem Übergreifen oder Verhaken nicht ausreichte, wurden die Enden miteinander verschraubt. Dadurch wurde sehr erheblich an Länge der Eiseneinlagen gespart. Die Stöße wurden so angeordnet, daß in keinen Querschnitt mehr als zwei Verschraubungen zu liegen kamen. Zugversuche mit den Verschraubungen



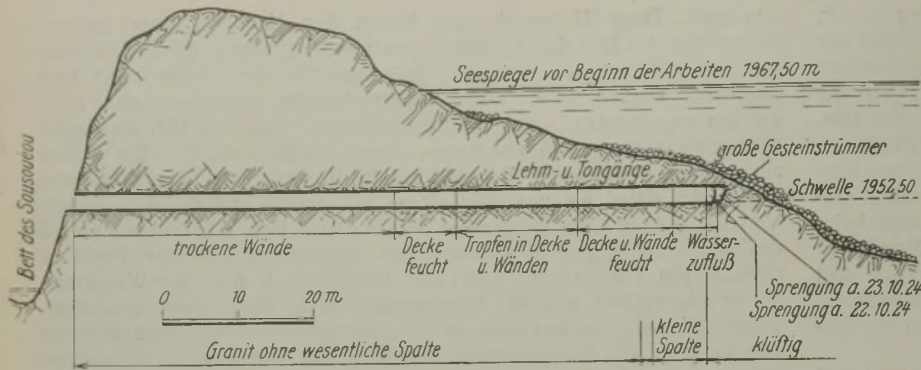


Abb. 2. Stollen Nr. 1.

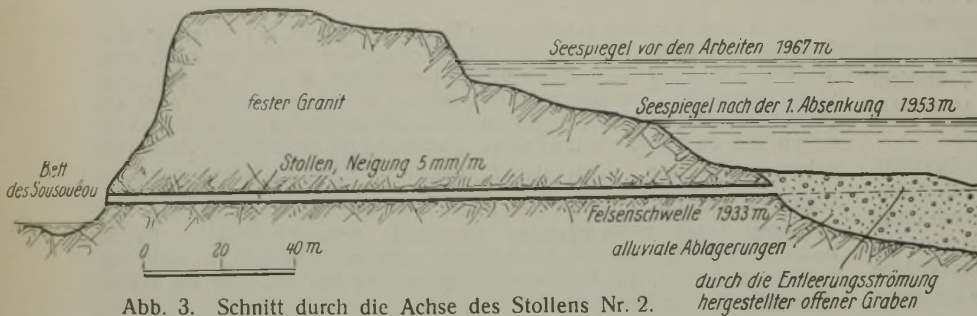


Abb. 3. Schnitt durch die Achse des Stollens Nr. 2.

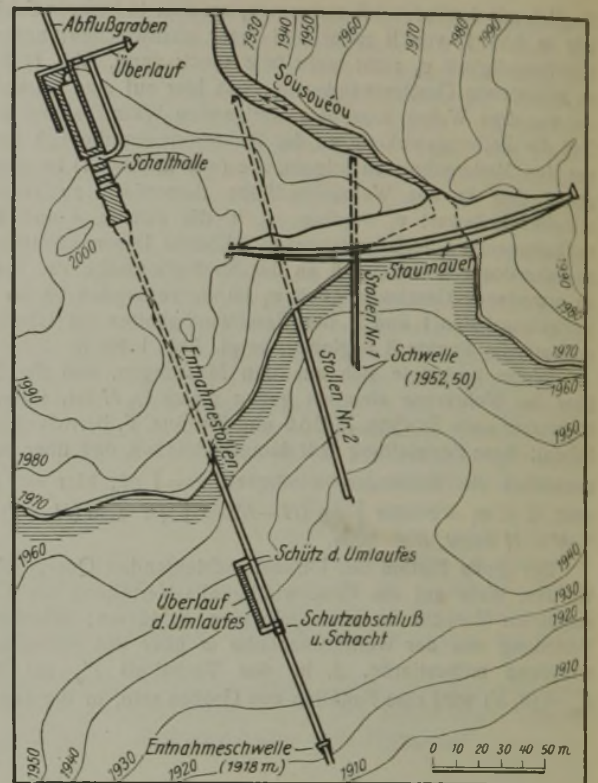


Abb. 1.

Wegen des großen Wasserdruckes von 49,5 m wurde darauf verzichtet, die gewollte Anbohrstelle unmittelbar in einem Arbeitsgange herzustellen. Es wurde vielmehr beschlossen, zwei zusätzliche Stollen in einer solchen Höhe anzuordnen, daß der Druck auf ihre Einmündungen in den See 20 m nicht überstieg, und ferner so, daß sie möglichst kurz wurden. Abb. 1 zeigt in einem Übersichtsplan den Entnahmestollen mit seinen Zusatzbauwerken sowie die beiden vorübergehend notwendigen Stollen.

Die Bohrungen wurden mit Ingersoll-Bohrhämern ausgeführt. Der Querschnitt der Stollen betrug 1,80 x 1,80 m. Für jede Sprengung waren 13 bis 14 1,50 m tiefe Bohrlöcher von 40 mm  $\phi$  erforderlich; von diesen wurden vier in der Mitte auf einem Kreise von 0,60 m und nach der Stollenachse zusammenlaufend angeordnet, der Rest wurde auf den übrigen Querschnitt verteilt. Die Sprengladung bestand aus Dynamitpatronen von 30 mm Durchm. von je 100 g Gewicht. Für jede Sprengung waren je nach der Gesteinhärte 7 bis 10 kg Dynamit erforderlich. Die Zündung geschah so, daß zuerst die in der Mitte gelegenen vier Ladungen losgingen. Jede Sprengung brachte einen Fortschritt von 1,20 bis 1,40 m. Täglich wurden, außer auf den letzten Metern, zwei Sprengungen vorgenommen.

Der Stollen Nr. 1 sollte nach den letzten Messungen 90 m Länge haben. Abb. 2 zeigt die Veränderungen, die in der Art und der Wasserdrichtigkeit des Gesteins während der Arbeiten auftraten. Auf den ersten 40 m war fester Granit und völliges trockenes Arbeiten. Weiterhin zeigte sich Sickerwasser, bei 78 m starker Wasserandrang. Von da ab wurden beständig Probebohrungen vorgenommen. Am 17. Oktober 1924, als der Stollen 82,50 m vorgetrieben war, erreichten diese noch 3,20 m weiter getriebenen Probebohrungen den Seeboden, und es drang mit Sand und Kies vermischtes Wasser ein. Die Bohrlöcher wurden verstopft und, da immer noch guter Felsen anstand, der Stollen mit kleinen Sprengungen bis auf 84,50 m vorgetrieben. Hier wurde eine Spalte mit starkem Wasserandrang angeschlagen. Weitere Probebohrungen ergaben noch eine Wandstärke von 2 m bis zum Seeboden. Wider Erwarten ergab die am 22. Oktober 1924 angesetzte Sprengladung von 32 kg, die den Durchbruch bewerkstelligen sollte, keinen Erfolg. Erst ein zweiter Versuch mit stark verdämmter Ladung von 225 kg Dynamit war erfolgreich. Die durch diese Sprengung erreichte Abflußmenge von 400 l/sek war noch ungenügend, weil damit der See nicht so schnell entleert werden konnte, um den Stollen so weit auszubauen, daß er das Frühjahrs-hochwasser abführen konnte. Eine Besichtigung des noch zugänglichen Stollens ergab, daß er von Gesteinstrümmern zum Teil verstopft war. Mit zwei weiteren kleinen Sprengungen wurde die Abflußmenge auf 2500 l/sek erhöht.

Der Stollen Nr. 2 wurde im Sommer 1924 begonnen; am 15. November waren 130 m vorgetrieben. Wegen der großen Kälte wurden die Arbeiten bis zum 21. Juni 1925 eingestellt. Der weitere Vortrieb ging regelmäßig vor sich, bis am 7. Juli 172 m erreicht waren. Es wurde festgestellt, daß die noch vorhandene Wand in einem Umfange von etwa 1 m<sup>2</sup> zersprengt war. Trotzdem hielten die mit Kies und Sand durchsetzten Gesteinstrümmer den Wassereintrich noch auf, und die Abflußmenge betrug nur 1 l/sek. Erst am nächsten Tage, nach etwa 18 Stunden, vergrößerte sich die Abflußmenge, und zwar innerhalb weniger Minuten auf 18 m<sup>3</sup>/sek. Die Senkung des Seespiegels betrug 5,50 m in 24 h, 11 m in 48 h, 14 m in 72 h und 15,80 m in 100 h.

Die Entleerung war am 12. Juli abends beendet. Die Untersuchung des Sees zeigte große mit Kieseln durchsetzte Schlamm- und Tonbänke vor der Mündung des Stollens, die die Verzögerung des Abflußbeginns erklären.

Der dritte für die endgültige Entnahme bestimmte Stollen wurde im Sommer 1925 hergestellt. Er lag ganz im gewachsenen Fels; der Vortrieb wurde bis auf 3 m täglich gesteigert. Mit ihm ist ein senkrechter Schacht sowie ein Umlauf und ein schräger Besichtigungstollen verbunden, so daß, wenn der Wasserstand unter der Schachtmündung liegt, Ausbesserungsarbeiten in dem Entleerungsstollen vorgenommen werden können.

normaler Seespiegel 1967,50 m

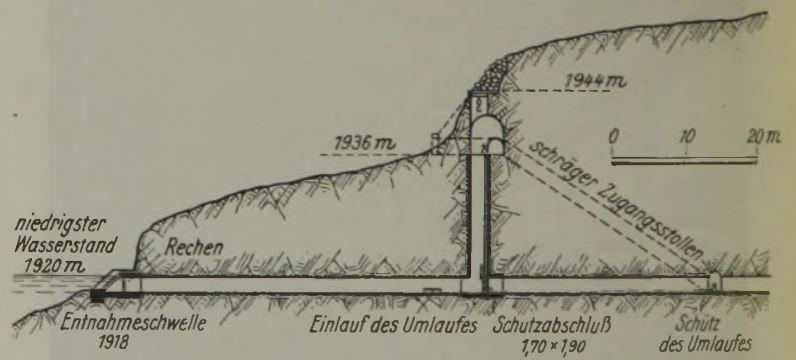


Abb. 4. Kopf des Entnahmestollens.

Der Schacht erleichterte die Arbeiten an dem 300 m langen Stollen bedeutend, da er dessen Entlüftung verbesserte und die Beseitigung der losgesprengten Gesteinsmassen erleichterte. Am 13. Oktober geschah der Durchbruch mit einer 275 kg starken Sprengladung. Die Abflußmenge stieg binnen kurzem auf 1 m<sup>3</sup>/sek. Durch eine weitere Sprengung wurde die Abflußmenge auf 2 m<sup>3</sup>/sek erhöht. Eine durch die günstigen Witterungsverhältnisse des Winters 1925/26 im März ermöglichte Besichtigung des Sees ergab die in Abb. 5 a bis d dargestellte Lage an der Öffnung des Stollens. Der Seespiegel lag etwa 8 m höher als die Stollensohle. Das Wasser floß in eine Spalte zwischen dem anstehenden Felsen und einer stark geneigten Platte, deren oberer Rand aus dem Wasser ragte (Abb. 5 a). Die Platte wurde gesprengt und dadurch der Wasserspiegel um 1,50 m gesenkt (Abb. 5 b). Eine spätere Sprengung erzielte durchgreifenden Erfolg, die Abflußmenge stieg von 500 l/sek auf etwa 5 m<sup>3</sup>/sek, und der Seespiegel senkte sich bis auf 2 m über den gewollten Stand (Abb. 5 c). Die Abschlußarbeiten an den Einlaufbauwerken verzögerten die endgültige Herstellung des bis zum Stollen gesenkten Seespiegels bis zum Beginn des Winters 1927 (Abb. 5 d).

Die Arbeiten an dem Bauwerk haben gezeigt, daß es vorteilhaft ist, mehrere in verschiedener Höhenlage angeordnete Entleerungsstollen vorzusehen, da hierdurch der Wasserdruck erheblich vermindert werden kann. Sie verursachen auch keinen Zeitverlust, wenn sie unab-



hängig voneinander angeordnet werden. Dagegen ergeben sie den erheblichen Vorteil, daß man sich in verschiedenen Höhenlagen über die Art des Seebodens unterrichten und danach die Lage des endgültigen Stollens zweckmäßig wählen kann. Lp.

**Entsandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals.** An die Wahlen-Staumauer des North-Platte-Flusses, die etwa 18 km nordwärts von Torrington, Wyo., gelegen ist, schließen am nördlichen Ende der Interstate- und am südlichen Ende der Fort-Laramie-Kanal an, die ihr Wasser von dem Fluß erhalten.

Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 14. 6. 1928 führt der North-Platte-Fluß in der Nachbarschaft der Wahlen-Staumauer bedeutende Sandmengen mit sich. Dies ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß er kurz vorher seinen Lauf in einer scharfen Kurve ändert, wodurch insbesondere bei Niedrigwasser eine erhebliche Herabminderung der Geschwindigkeit bedingt ist.

Die Wahlen-Staumauer ist im Jahre 1909 angelegt worden. Während am Einlauf des Interstate-Kanals (Abb. 1) nur geringe Sandablagerungen beobachtet worden waren, die im übrigen durch den Einbau einiger Spülrohre beseitigt werden konnten, wurden die Versandungen in dem Fort-Laramie-Kanal so erheblich, daß man sich im Jahre 1917 bereits zu einer Abhilfe entschließen mußte.

Der letztgenannte Kanal versorgt ein Bewässerungsgebiet von 13 000 km<sup>2</sup> und liefert außerdem das erforderliche Wasser zum Betriebe des etwa 37 km talwärts gelegenen Lingle-Kraftwerkes. Der Interstate-Kanal versorgt dagegen ein Gebiet von 15 700 km<sup>2</sup>.

Vor dem Jahre 1917 waren aus dem Fort-Laramie-Kanal keine wesentlichen Wassermengen entnommen worden. Nachdem bis zum Jahre 1924 verschiedene Versuche zur Verhinderung der Versandung



Abb. 1.

gemacht worden waren, beschloß man die Ausführung der nachstehend beschriebenen Entsandungsanlage, die im wesentlichen aus einem Absatzbecken, einem Überfallwehr zum Abfangen des Sandes und einer Spülsechse zur Beseitigung der Ablagerungen besteht.

Das Ablagerungsbecken ist etwa 180 m lang und 46 m breit. Sein oberes Ende liegt 125 m talwärts von dem Einlauf des Fort-Laramie-

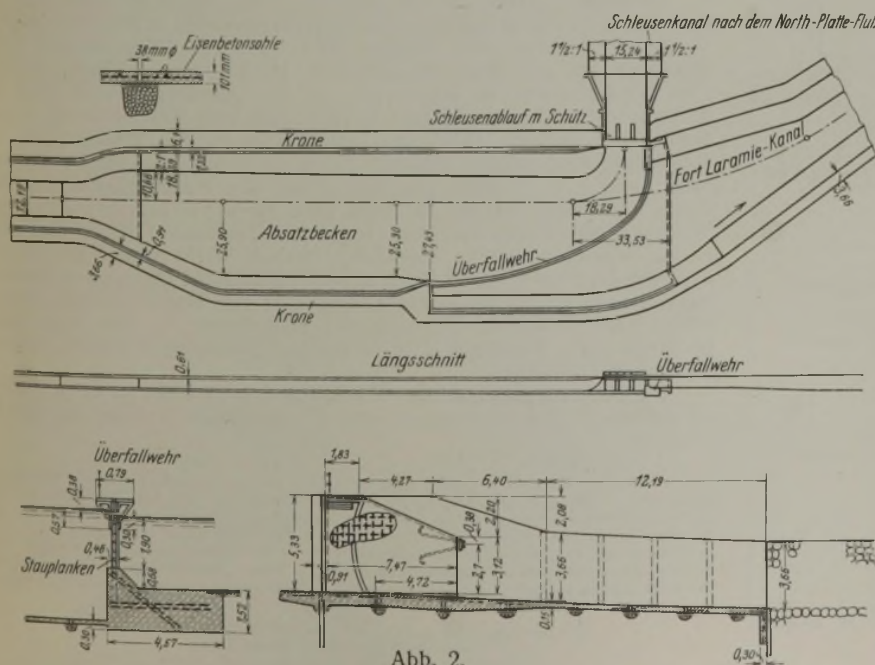


Abb. 2.

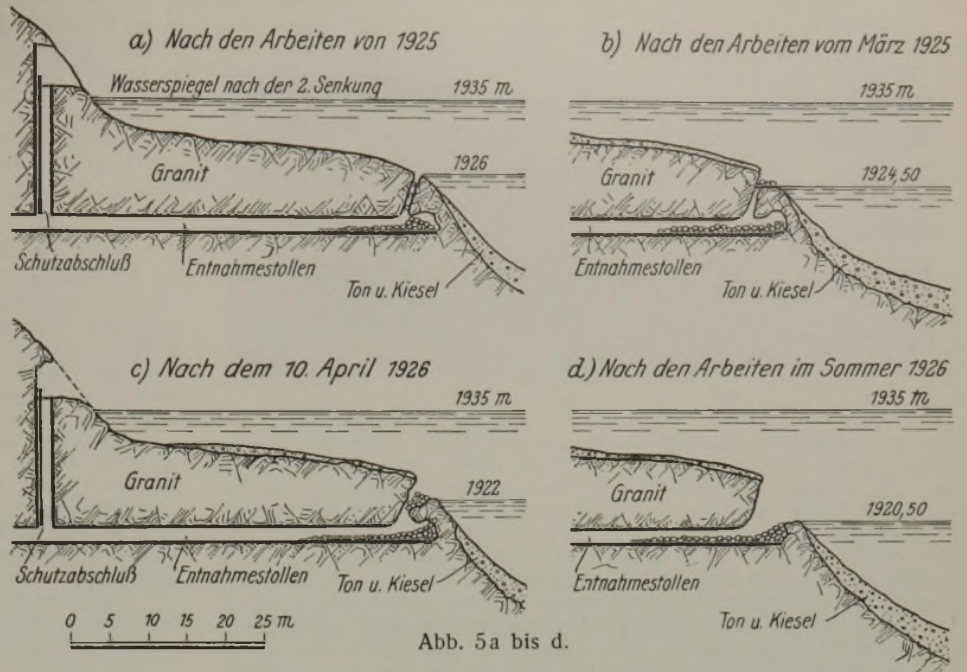


Abb. 5a bis d.

Kanals, der in seiner Ausbildung bis auf schmalere Ausmaße dem in Abb. 1 dargestellten Einlauf des Interstate-Kanals gleicht. Nachdem das Wasser in dem Absatzbecken seine Sinkstoffe abgelagert hat, überfließt es ein in einer langgestreckten Kurve liegendes Überfallwehr. Dieses dient gleichzeitig als Leitfläche beim Ausspülen der Ablagerungen aus dem Becken in den am unteren Ende des Wehres liegenden Beckenablaufkanal. In Abb. 2 ist der Lageplan und Längsschnitt des Beckens veranschaulicht, ferner sind noch Schnitte durch das Wehr und den Ablaufkanal dargestellt. Letzterer hat eine Länge von etwa 140 m und führt in den North-Platte-Fluß. Der Ablauf ist durch drei Segmentschütze von etwa 4,6 x 4,6 m Durchflußquerschnitt verschließbar. Abb. 3 veranschaulicht die Ansicht der Talseite des Verschlusses.

Die ganze Anlage ist für eine größte Kanaldurchflußmenge bzw. Schleusenentleerung von 60 m<sup>3</sup>/sek bemessen. Bei dieser Wassermenge ist bei geschlossenem Leerlauf die Geschwindigkeit im Absatzbecken etwa 38 cm/sek. Dieser Wert ist hinreichend klein, um die sandigen Schwebstoffe auf der Sohle des Beckens zur Ablagerung zu bringen. Die weit nach stromabwärts gezogene Krone des Überfallwehres, die in Abb. 2 zu erkennen ist, war erforderlich, um dem nach dem Ablauf strömenden Wasser die nötige Spülkraft zu verleihen. Die Länge und Höhe der Überfallkante wurden so bestimmt, daß bei geöffnetem Ablauf der Wasserspiegel im Sinkbecken niedriger als die Wehrkronen bleibt, so daß also das die Sinkstoffe mit sich führende Wasser nicht in den Kanal gelangen kann.

Um die Auswaschungen im Sinkbecken und in dem Ablaufkanal zu begrenzen, ist eine 10 cm starke Eisenbetonschleife vorgesehen. Auch die Seitenbegrenzung des Beckens und des Ablaufes ist in Beton ausgeführt. Der Ablaufkanal hat außerdem im Anschluß an das Betonbett noch eine Pflasterung erhalten, um das Unterwaschen zu verhindern. Die Betonsohle des Beckens ist in einzelnen, über Kreuz bewehrten Platten ausgeführt, deren Stoßfugen mit Schotter unterstopft sind.

Die Wirkung der Entsandungsanlage ist befriedigend. Im allgemeinen genügt eine Schleusenperiode von 45 Minuten wöchentlich, um allen Sand von dem Fort-Laramie-Kanal fernzuhalten. Der Sand lagert sich gewöhnlich nicht höher als die Betonkronen des Wehres ab. Auf der Betonkronen werden je nach dem Wasserstande noch hölzerne Stauplanken aufgesetzt (vergl. Abb. 2, links unten), um einen hinreichenden Unterschied zwischen

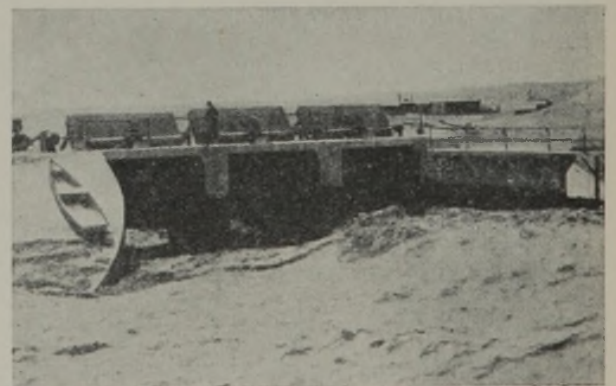


Abb. 3.





Abb. 4.

den Wasserspiegeln des Sinkbeckens und des Kanals zu erreichen. Bei geschlossenem Ablauf lagert sich der Sand auf der ganzen Sohlenfläche ab. Die während des Spülens auftretenden Abwaschungen sind an den einzelnen Teilen des Beckens sehr verschieden. Es werden 3200 bis 6500 m<sup>3</sup> Sand in Spülzeiten von 30 bis 45 Minuten abgetragen. Bei Hochwasser ergeben sich weniger günstige Schleusenwirkungen. Die Sandablagerungen in dem Becken gestalten sich während des Spülens zu langsam fortschreitenden Sandwellen, wie man sie in steil fallenden Flußläufen während der Flutzeit zuweilen beobachten kann. Ihre Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist etwa die eines Fußgängers. Abb. 4 veranschaulicht eine Sandwellenbildung im unteren Becken bei unterbrochener Spülung. Die Schleusenabläufe am unteren Ende des Sinkbeckens werden meist nur während der Spülzeit betätigt, die etwa im Mai beginnt und im September endigt. Während der Spülpausen werden die Stauplanken auf die Wehrkrone aufgesetzt, um als Überfallschwelle zu dienen. Dadurch können die für das Lingle-Kraftwerk erforderlichen Wassermengen noch ohne wesentliche Sandablagerungen im Kanal abgeführt werden. Während dieser Zeit wird die Versandung des Ablaufes durch kurzes Öffnen von zwei Schützen verhindert.

Der Bau mußte während der Wintermonate ausgeführt werden, wobei sich insbesondere für die Betonierungsarbeiten erhebliche Verzögerungen ergaben. Bei Frost wurde erwärmtes Mischwasser verwendet. Der erforderliche Bodenaushub ergab bereits einen Teil des Sandes und Kieses für die Betonarbeiten. Die Wasserhaltung betrug einen erheblichen Teil des Gesamtaufwandes. Die Antriebsenergie für die Pumpen wurde von einer Kesselanlage geliefert, die gleichzeitig das für die Betonarbeiten erforderliche warme Wasser hergab. Zs.

**Die Einwirkung der Temperatur während des Erhärtungsvorganges auf die Festigkeit des Betons.** In Eng. News-Rec. 1929 vom 31. Januar findet sich eine beachtenswerte Abhandlung von C. C. Wiley, Professor an der Universität Illinois, über die Einwirkung der Temperatur auf den Abbindevorgang des Betons. Es werden die Ergebnisse von zwei Versuchsreihen graphisch wiedergegeben, die mit 90 bzw. 75 Versuchszylindern von 6 x 12" Größe und besonderen Mischungsverhältnissen gemacht wurden.

Die Zylinder wurden in Stahlformen nach den Vorschriften der American Society for Testing Materials hergestellt. Nachdem die Versuchskörper 24 Stunden in der Form belassen worden waren, wurden für die Ermittlung eines jeden Versuchswertes der in Abb. 1 dargestellten Kurven je drei Zylinder geprüft, die bei Temperaturen von -15°, -2°, +21°, +38° und +96° C und unter besonderen Verhältnissen erhärtet waren, die in

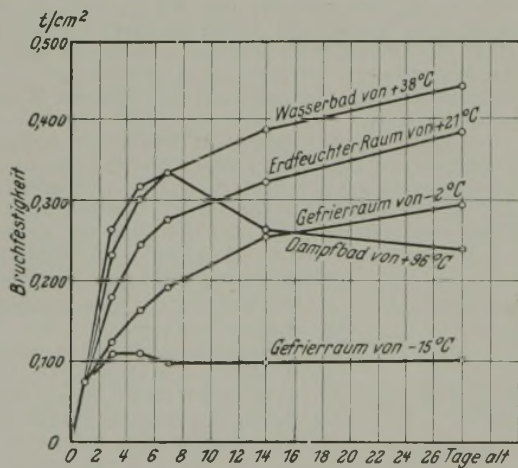


Abb. 1.

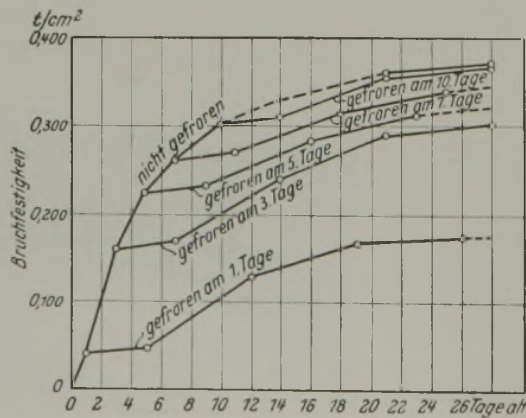


Abb. 2.

Abb. 1 an den Kurven näher angegeben sind. — Danach verläuft der Erhärtungsvorgang bei +21 bis 38° C etwa in gleicher Weise, jedoch in verschiedenen Zeiträumen, sodaß bei +38° Erhärtungstemperatur in etwa der halben Zeit bereits die gleiche Festigkeit wie bei +21° C erreicht wird. Bei -2° C ist dagegen etwas mehr als das doppelte an Zeit erforderlich als bei +21° C. Für die Erhärtung im Dampfbad und im Gefrierraum von -15° C zeigen die Kurven jedoch einen wesentlich anderen Verlauf. Im ersten Falle ist ein Abfall an Festigkeit nach dem siebenten Tage zu verzeichnen, während im zweiten Falle nach einem kleinen Abfall die Kurve in gleicher Höhe verläuft.

Durch die zweite Versuchsreihe (Abb. 2) wurde im besonderen noch die Einwirkung des Frostes in den ersten Tagen des Erhärtens ermittelt. Diese Versuchskörper waren in der Körnung etwas anders als die ersten aufgebaut und mit einem etwas größeren Wasserzementverhältnis hergestellt. Sie wurden nach einer Abbindezeit von einem, drei, fünf, sieben und zehn Tagen während weiterer vier Tage in einen Gefrierraum von etwa -23° C gestellt, dann aufgetaut und danach in Zeitabschnitten von sieben Tagen für die Prüfung verwendet.

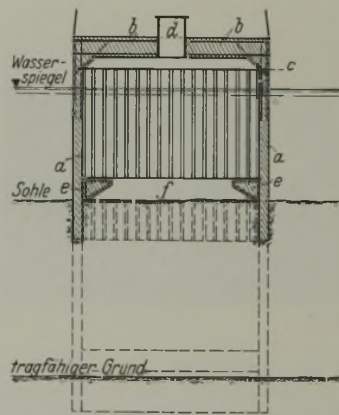
Aus dem Verlauf der in Abb. 2 dargestellten Kurven ist zu entnehmen, daß in den ersten Erhärtungstagen gefrorener und wieder aufgetauter Beton weiter an Festigkeit zunimmt. Je früher jedoch die Frosteinwirkung eintritt, um so größer wird in späteren Zeiten der Verlust an Festigkeit, so daß also bei Frosteintritt unter einem gewissen Alter ein bleibender Verlust an Festigkeit gegenüber einem störungsfrei erhärteten Beton zu erwarten ist.

Nach den Ergebnissen der beiden Versuchsreihen ist der Beton also besonders in den ersten Tagen der Erhärtungszeit vor Frost- und Hitze-einwirkung zu schützen.

**Ein neues „Merkblatt für die Verwendung von Hochofenschlacke zu Beton“**, aufgestellt von Reg.-Baumeister a. D. W. Kosfeld auf Grund eigener Untersuchungen und praktischer Erfahrungen, ist erschienen und zu beziehen durch den Verlag Stahlisen m. b. H., Düsseldorf, Post-schließfach 658, des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.

**Patentschau.**

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



**Senkkasten für Druckluftgründung.** (Kl. 84c, Nr. 467 020 vom 20. 8. 1925, von Ferdinand Rauwald in Essen.) Die Wände des Senkkastens sind aus an Ort und Stelle eingerammten Spundwand-eisen a, die durch eine mit der Luftschleuse d versehene Eisenbetondecke b abgedeckt sind. Der Kasten wird dicht oberhalb der Sohle durch einen Eisenbetonkranz e und Streben f versteift, wobei gleichzeitig der mit seiner Schräge auf dem auszu-schachtenden Erdkern aufliegende Ver-steifungsbalken e ein gleichmäßiges Absinken des Kastens sichert. Die Hohlräume der Kastenprofile können zur Verstärkung mit Beton ausgefüllt werden.

**Personalnachrichten.**

**Preußen.** Versetzt: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Bock, von der Kanalbauabteilung in Essen an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Loll vom Wasserbauamt I in Hannover an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf., Nolda vom Wasserbauamt in Magdeburg an die Oderstrombauverwaltung in Breslau; — die Regierungsbauräte (W.) Ecke vom Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Greifenhagen an das Wasserbauamt in Magdeburg als Vorstand, Wilhelm Schmitz vom Kanalbauamt in Datteln nach Steinau a. d. Oder zur Verwaltung des Wasserbauamts daselbst, Post vom Wasserbauamt in Hoya nach Hannover zur Verwaltung des Wasserbauamts I daselbst, Warning vom Kanalbauamt in Braunschweig an das Wasserbauamt in Magdeburg, Herbert Witte vom Wasserbauamt in Magdeburg an das in Halle a. d. Saale, Bernhard Fischer vom Wasserbauamt in Celle an das in Hoya, Krueger vom Kanalbauamt in Fallersleben nach Vorsfelde (Kanalbauamt Oebisfelde); — der Regierungsbau-meister (W.) Waldemar Mügge von Henrichsburg an das Staubeckenbauamt in Ottmachau.

Der Regierungsbaumeister (W.) Gottfried Schwenke ist unter Wieder-aufnahme in den Staatsdienst der Elbstrombauverwaltung überwiesen worden.

**INHALT:** Wälzwehr mit veränderlichem Stau. — Die Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1:5000“ für Ingenieurentwürfe. — Betonzerstörung und ihre Abwehr. — Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone. — Vermischtes: Neue Halle der Gartenbaugesellschaft in London. — Herstellung von Entleerungsstollen im Artouste-See. — Ent-sandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals. — Einwirkung der Temperatur während des Erhärtungsvorganges auf die Festigkeit des Betons. — Neues „Merkblatt für die Verwendung von Hochofenschlacke zu Beton“. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin