

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 13. September 1940

Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Das Beeinflussen der Absenkrichtung von Druckluftsenkkasten.

Von Dr.-Ing. Erich Paproth, Berlin-Steglitz.

Die technische Entwicklung der Druckluftgründung hat in den letzten Jahren sowohl in der Art der Bauausführung als auch in der Ausbildung der abzusenkenen Grundkörper erhebliche Fortschritte gemacht und zu immer umfangreicheren Anwendungen geführt. Für das Absenken der Druckluftsenkkasten sind neue leistungsfähige Geräte zum Fördern und Ausschleusen des abzugrabenden Bodens gebaut worden, die ein sehr wirtschaftliches Arbeiten ermöglichen, die Druckluftgründung also anderen Gründungsverfahren gegenüber wettbewerbsfähiger machen, als dies früher der Fall war. Die vermehrte Gelegenheit zu Beobachtungen hat bessere Erkenntnisse über das Wesen der Druckluftkrankheit gezeitigt, durch deren Beachtung es durchaus möglich ist, die Gefahr der Drucklufkrankung auf die Höhe der allgemeinen Unfallgefahr im Baubetrieb herabzudrücken. Außer Brückenpfeilern wurden in den letzten Jahren nicht nur Gründungen der verschiedensten Bauwerke, sondern auch tief im Grundwasser liegende Bauwerke selbst, wie z. B. Tiefbehälter, Pumpenhäuser, Hellinganlagen und ähnliches, als Senkkasten ausgebildet und versenkt.

Für die praktische Ausführung der Druckluftgründung und ihr gutes Gelingen ist es wesentlich, daß der Senkkasten seinen vorgeschriebenen, meist lotrechten Weg durch den Boden auch wirklich einhält; denn Abweichungen davon bedeuten, daß der auf dem Senkkasten aufgebaute Baukörper nach dem Absenken nicht auf der vorgeschriebenen Stelle steht. Ein Abirren der Senkkasten vom vorgeschriebenen Weg kommt in der Praxis manchmal unerwartet vor. Im folgenden sollen die Ursachen hiervon untersucht und die Mittel aufgezeigt werden, um solche Zwischenfälle zu vermeiden und um abgewichene Kästen zwangsweise wieder auf den rechten Weg zu bringen.

Beim Abweichen eines Senkkastens von seinem vorgeschriebenen lotrechten Wege sinkt er nicht mehr senkrecht, sondern in mehr oder weniger schräger Richtung nach unten ab. So wird z. B. oft beobachtet, daß Senkkasten für Brückenwiderlager, die zur Aufnahme der Erdkräfte unsymmetrisch ausgebildet sind und vom Ufer aus abgesenkt werden, während des Versenkens nach dem Wasser zu wandern (Abb. 1). Diese Erscheinung tritt auch ein, wenn der Senkkasten immer lotrecht bleibt, sich also nicht nach dem Wasser oder Lande zu schieft stellt. Erfahrene Absenkpraktiker stellen die Senkkasten in solchen Fällen von vornherein um ein nach Gefühl geschätztes Maß weiter nach dem Lande zu auf. Die Kästen sollen dann auf dem nach dem Wasser zu schrägen Wege möglichst richtig in ihre endgültige Stellung kommen.

Wodurch wird nun dieses schräge Absenken bewirkt? Ein Absacken des Ufergeländes unter der Last des Senkkastens nach dem Wasser zu kann oft beobachtet werden, besonders, wenn der Kasten auf einer frischen Inselschüttung aufgestellt wird. Sobald aber die Schneiden in den gewachsenen Boden bis unter die Sohle des Gewässers vorgedrungen sind, besteht die zusätzliche Belastung des Geländes durch den Kasten nicht mehr. Der Boden wird in solchen Tiefen nicht mehr seitwärts wandern und den darauf stehenden Kasten mitnehmen. Bei der Betrachtung

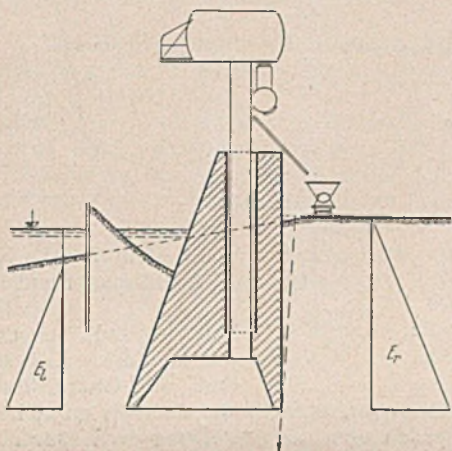


Abb. 1. Ein unsymmetrischer Widerlager-senkkasten wandert beim Versenken nach dem Wasser zu ab.

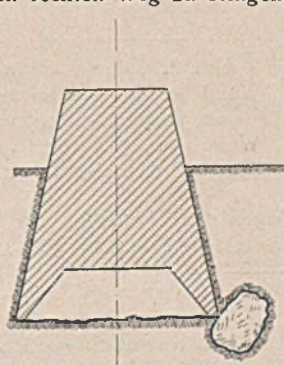


Abb. 2. Abweichen eines Senkkastens beim Auftreffen auf ein Hindernis (Findling).

der Abb. 1 wird aber augenfällig, daß der auf den Senkkasten von der Landseite ausgeübte Erddruck größer ist als der von der Wasserseite her wirkende Erddruck. Es bleibt also als Unterschied ein vom Lande her auf den Senkkasten wirkender angreifender Erddruck.

Ähnlich liegt der Fall, wenn die Schneide beim Versenken auf ein im Boden liegendes Hindernis auftrifft (Abb. 2). Gleichgültig, ob es sich um einen Findling, einen alten Baumstumpf oder anderes handelt, und ob etwa das Hindernis vom Senkkasten zur Seite geschoben wird, übt es in der Lage der Abb. 2 einen nicht lotrechten, sondern schrägen Gegendruck auf den Kasten aus und bewirkt so ein zeitweise schräges Absinken des Senkkastens.

Man sollte meinen, daß zum Ablenken eines schweren Beton-senkkastens einschließlich des aufgemauerten Bauteils von seiner lotrechten Bahn auch entsprechend besonders große Kräfte erforderlich seien. Der Umstand aber, daß ein großer Teil des Kastengewichts vom Auftrieb des Wassers, ein weiterer Teil von der Wandlerbung mit dem Boden ausgeglichen, und nur noch ein kleiner Rest über die Schneiden unmittelbar vom Boden getragen wird, macht es erklärlich, daß bereits verhältnismäßig geringe Kräfte ein, wenn auch schwaches Abweichen des Senkkastens von der lotrechten Richtung auslösen können.

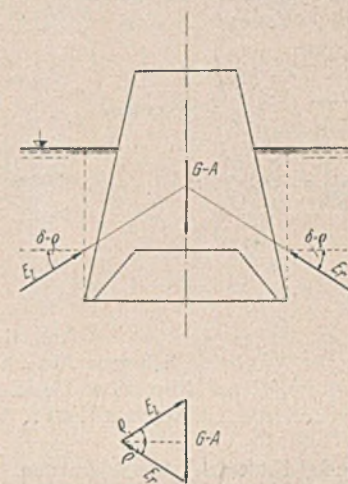


Abb. 3.

Die Kräfte beim Absenken eines Kastens, wenn durch die Schneide kein Druck übertragen wird.

In Abb. 3 ist ein symmetrischer sich nach oben verjüngender Senkkasten während des Versenkens im Querschnitt dargestellt. Der Einfachheit halber sei angenommen, daß der Wasserspiegel in Höhe der Geländeoberfläche liegt. Wie durch Versuche¹⁾ festgestellt worden ist, bilden sich bei der Abwärtsbewegung eines solchen Grundkörpers im Boden Gleitflächen, die zur Absenkrichtung gleichlaufen. Sie sind in Abb. 3 gestrichelt eingezeichnet. Die Bodenkeile zwischen diesen Gleitebenen und den Kastenwandungen bewegen sich mit dem Senkkasten, als wären sie ein Stück von ihm.

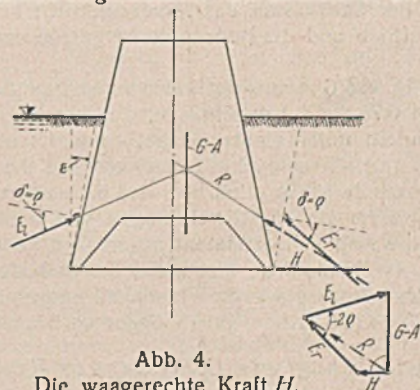


Abb. 4.

Die waagerechte Kraft H , angreifend in Schneidenhöhe, bewirkt ein schräges Absenken des Kastens.

In den Gleitebenen wirkt der angreifende Erddruck von außen unter dem Reibungswinkel ρ des Bodens, und zwar schräg nach oben gerichtet. Ist der Senkkasten so leicht, daß sein Gewicht G von dem Auftrieb A und von der lotrechten Seitenkraft des Erddrucks getragen wird, bleiben keine Gewichtsanteile mehr über die Schneiden zu übertragen. Für einen Ausschnitt von 1 m Länge eines sehr langen Senkkastens muß

dann das um den Auftrieb verminderte Gewicht gleich den lotrechten Seitenkräften des Erddrucks auf der linken und rechten Seite, also $G - A = E'_l + E'_r$ sein (siehe Kräftezug in Abb. 3).

Wirkt jetzt an der Schneide eine waagerechte Kraft H (Abb. 4), so muß ihr durch eine ebenso große waagerechte Seitenkraft der Erddrücke das Gleichgewicht gehalten werden, was durch eine entsprechende Schrägstellung der Gleitebenen, also auch eine schräge Absenkrichtung des Kastens unter dem Winkel ϵ zur Lotrechten zustande kommt. In dem

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 6, S. 81.

dazugehörigen Kräftezug sind E_l und E_r , die aus der wirksamen Höhe, dem Einheitsgewicht, dem inneren Reibungswinkel und der Absenkrichtung errechneten angreifenden Erddrücke. Aus ihnen ergeben sich die Kraft H und der Gewichtsanteil $G-A$ in ganz bestimmter Größe.

Da die neu hinzugekommene waagerechte Seitenkraft der Erddrücke nicht in derselben Ebene liegt wie die Kraft H , ergibt sich aus dem Kräftepaar ein Moment, das in der Weise ausgeglichen wird, daß die Kraft $G-A$ durch entsprechend ungleichmäßiges Aufmauern des Pfeilerkörpers außermittig wirkt oder eine einseitige Schneidenkraft eingesetzt wird. Letztere kann als Gegenkraft nur aus einer entsprechenden Vergrößerung der Kraft $G-A$ entstehen. Zur besseren Übersicht soll im folgenden nur mit einer außermittigen Wirkung von $G-A$ gerechnet werden.

In Abb. 5 ist die Kraft H als im Angriffspunkt von E_r und strichpunktiert auch in Höhe des Wasserspiegels angreifend eingezeichnet. Der Kräftezug ist in beiden Fällen gleich dem der Abb. 4. Aus der Zusammensetzung der Kräfte wird erkennbar, daß die Außermittigkeit von $G-A$, d. h. also die Kippneigung des Kastens, um so größer werden muß, je höher die Kraft H angreift.

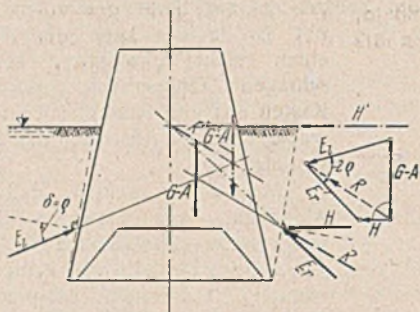


Abb. 5. Die gleiche Kraft H , höher angreifend, erzeugt ein Kippmoment, das durch die erforderliche Außermittigkeit des Eigengewichts ($G-A$) dargestellt ist.

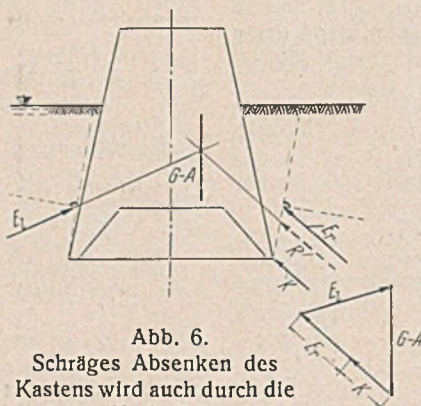


Abb. 6. Schräges Absinken des Kastens wird auch durch die schräge Kraft K bewirkt.

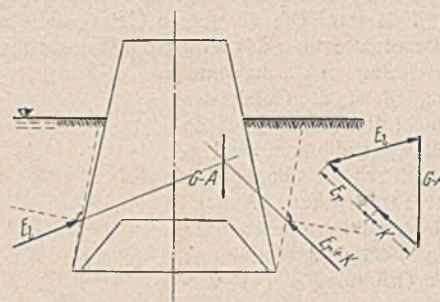


Abb. 7. Die Kraft K wirkt im Angriffspunkt und in Richtung von E_r .

Die die Absenkrichtung beeinflussende Kraft wird wohl in den seltensten Fällen genau waagrecht wirken, sondern in der Regel mehr oder weniger schräg nach oben gerichtet sein. In Abb. 6 u. 7 ist sie unter sonst gleichen Verhältnissen in der Richtung des Erddrucks E_r gezeichnet worden. Aus dem Kräftezug geht hervor, daß der erforderliche Gewichtsteil $G-A$ entsprechend der lotrechten Seitenkraft von K höher und die Außermittigkeit von $G-A$ größer werden muß.

Um einen zahlenmäßigen Eindruck über die Größe der Kraft K zu vermitteln, sind in der Tafel die Werte für K bei verschiedenen Absenkrichtungen (Winkeln ϵ) und in den verschiedenen Absenktiefen für 1 m Senkkastenslänge angegeben. Für die Erddruckberechnung wurde als Winkel der inneren Reibung $\rho = 32,5^\circ$ angenommen, als Einheitsgewicht des Bodens im Wasser $\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$. Alle Werte gelten unter der oben gemachten Voraussetzung, daß der Senkkasten das Mindestgewicht hat, also sein Gewicht durch den Auftrieb und die Bodenreibung gerade ausgeglichen wird.

Ist also der Senkkasten z. B. um 6 m in den Boden eingedrungen, genügt bereits eine Kraft K von 0,75 t auf 1 m Schneide, um den Senkkasten nicht mehr lotrecht, sondern unter einem Winkel ϵ von 1° absinken zu lassen. Das bedeutet immerhin eine Abweichung von fast 2 cm auf 1 m Absenktiefe. Es ist hiernach durchaus erklärlich, daß unterschiedliche Erddrücke oder Hindernisse im Boden Abweichungen von Senkkasten zu bewirken vermögen, die man in Dezimetern ausdrücken kann.

Als ungünstig kommt noch die Erscheinung hinzu, daß der Erdboden dem Bilden von neuen Gleitflächen einen gewissen Widerstand entgegensetzt. Einmal entstandene schräge Gleitflächen gehen daher auch nach

Aufhören der Kraftwirkungen von H oder K nicht sofort und ohne weiteres zurück, sondern der Senkkasten hat dann auch weiterhin die Neigung, schräg abzusacken und die Abweichung von der Sollage weiter zu vergrößern.

Da hiernach selbst ein einmaliger Anstoß zum schrägen Absinken genügen kann, um unangenehme Abweichungen des Senkkastens zu erzeugen, ist es um so wichtiger, das Abirren vom Senkkasten von vornherein zu vermeiden. Die Möglichkeit des Auftretens einer Kraft H oder K besteht auf dem ganzen Wege der Versenkung. Am besten ist daher eine Einrichtung, die jederzeit bereit ist, solche Kräfte unschädlich abzuleiten.

Hierzu ist die lotrechte Ausführung der Senkkastenwände geeignet. Über diese werden die auftretenden waagerechten Kräfte unter Ausnutzung des Erdwiderstandes in den Boden übertragen. Der in Abb. 1 gezeigte Senkkasten für ein Landwiderlager erhält daher zweckmäßig die in Abb. 8 angegebene Form. Sie bedingt zwar einen Mehraufwand an Beton, sichert jedoch das Einhalten der lotrechten Richtung wirkungsvoll.

Wie oben gezeigt, brauchen die Kräfte, die eine Richtungsabweichung erzeugen, gar nicht groß zu sein; feiner kann der Boden sehr erhebliche

Erdwiderstände hergeben, besonders, wenn sie wie in diesem Fall schräg nach oben gerichtet sind. Auf Grund dieser Erkenntnisse schlug der Verfasser vor, an Stelle der über die ganze Länge des Senkkastens durchgehenden lotrechten Ausbildung der Wände nur Leitwerke mit verhältnismäßig kleinen Leitflächen anzuordnen²⁾. Die erforderliche Größe ist in der Regel nicht von der des größtmöglichen Erdwiderstandes, sondern von den an den lotrechten Flächen auftretenden Bodenpressungen abhängig. Diese dürfen nicht zu groß werden, weil sonst doch ein gewisses seitliches Nachgeben, ein Schlupf, entsteht.

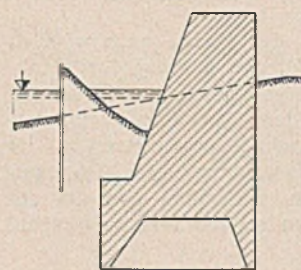


Abb. 8. Die lotrechte Wand an der Wasseroberfläche des unsymmetrischen Widerlagersenkkastens verhindert das Abwandern.

Zum ersten Male wurde der Vorschlag beim Absinken der beiden Landwiderlager einer Autobahnbrücke über einen Strom ausgeführt. Da der Erddruck während des Versenkens vom Lande her sehr viel größer war als vom Wasser her und die wasserseitige Wand stark angezogen war, während die landseitige Wand lotrecht stand, mußte ein nach dem Wasser zu schräges Absinken erwartet werden. Das voraussichtliche Ausmaß der endgültigen Abweichung konnte nur sehr roh geschätzt werden.

Gegen das Schrägabsinken wurden nun an jedem der beiden 22 m langen Widerlagersenkkasten je zwei Leitwerksflächen von je 2 m Breite und

²⁾ Dem Verfasser durch DRP. geschützt.

Tafel der Werte der in Richtung von E_r wirkenden Kraft K auf 1 m Senkkastenslänge, die erforderlich ist, um einen Senkkasten, dessen Schneiden um t m in das Erdreich eingedrungen sind, um den Winkel ϵ schräg absinken zu lassen.

t in m	K in t/m bei $\epsilon =$														
	0°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°	$12,5^\circ$	15°	20°	25°
2,0	0,084	0,172	0,256	0,352	0,436	0,544	0,636	0,736	0,840	0,95	1,24	1,57	2,34	3,49	5
4,0	0,336	0,69	1,25	1,405	1,745	2,17	2,55	2,94	3,36	3,80	4,96	6,3	9,35	13,95	20
6,0	0,756	1,55	2,30	3,17	3,93	4,90	5,56	6,61	7,56	8,53	11,2	14,1	21,1	31,4	45
8,0	1,345	2,75	4,10	5,63	6,99	8,70	10,2	11,8	13,45	15,2	19,85	25,1	37,5	55,9	80
10,0	2,10	4,30	6,40	8,80	10,9	13,60	15,9	18,4	21,0	23,7	31,0	39,5	58,5	87,3	125
12,0	3,03	6,20	9,20	12,65	15,7	19,60	22,9	26,5	30,3	34,1	44,7	56,6	84,2	125,5	180
14,0	4,12	8,42	12,52	17,25	21,4	26,6	31,1	36,0	41,1	46,5	60,7	77,0	114,5	171,0	245
16,0	5,38	11,0	16,4	22,5	27,9	34,8	40,7	47,1	53,8	60,7	79,5	101,5	150,0	224,0	320
18,0	6,80	13,9	20,7	28,5	35,3	44,0	51,5	59,6	68,0	76,9	100,5	127,0	189,9	283,0	405
20,0	8,40	17,2	25,6	35,2	43,6	54,4	63,6	73,6	84,0	95,0	124,0	157,0	234,0	349,0	500

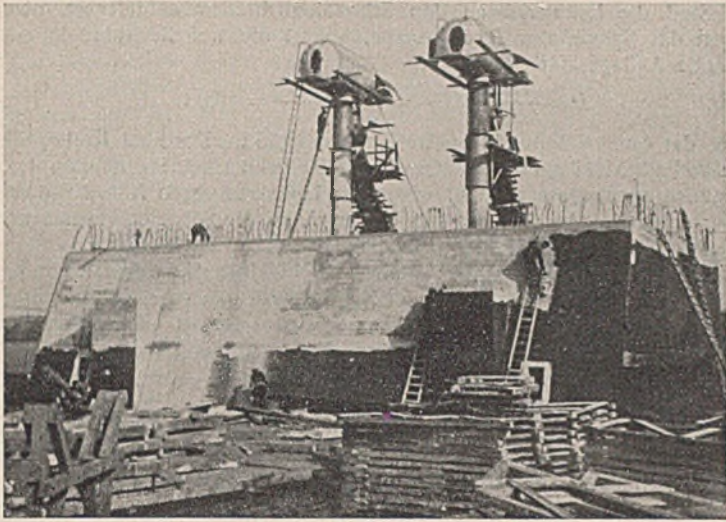


Abb. 9.

Leitwerke zur Verhinderung des Abwanderns an dem unsymmetrischen Senkkasten der Landwiderlager einer Reichsautobahnbrücke.

4 m Höhe angebracht (Abb. 9). Die Wirkung war ausgezeichnet, und die Senkkasten wurden nach Absenkung um rd. 18 m mit großer Genauigkeit in die entwurfsgemäße Lage gebracht.

Ist nun aber ein Senkkasten, der nicht mit den lotrechten Seitenwänden ausgestattet wurde, von seiner Richtung abgewichen, gibt es Mittel, ihn wieder zum lotrechten Absenken zu bringen und ihn ferner zum Erreichen der richtigen Lage wieder schräg absenken zu lassen. Diese Mittel sind:

1. Die Anwendung von schrägen Stempeln im Arbeitsraum³⁾. Die Stempel (Abb. 10) werden auf Schwellen gestellt, die satt auf dem Boden aufliegen. Damit die Schwellen nicht seitwärts wegrutschen, müssen die Stempel verhältnismäßig steil angesetzt werden. Sinkt nun der Kasten ab, setzt er sich auf die Stempel, und die waagerechte Seitenkraft des in Richtung der Stempel wirkenden Gegendrucks erzeugt ein entsprechendes schräges Absenken. Das Kräftespiel ist in Abb. 11 aufgezeichnet. Der Absenkwinkel und die sonstigen Verhältnisse sind genau

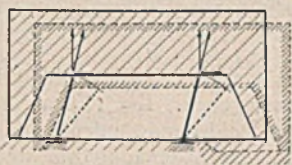


Abb. 10.

Schräges Absenken durch Ansetzen von schrägen Stempeln.

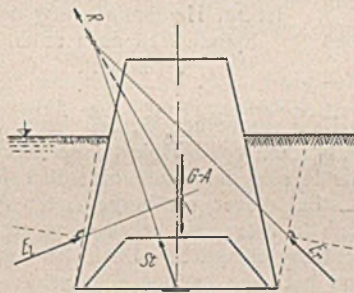


Abb. 11. Das Kräftespiel beim Ansetzen eines Stempels S_1 .

wie in Abb. 6 u. 7. Man erkennt augenfällig, daß die erforderliche Stempelkraft S_1 im Verhältnis zu den anderen Kräften außerordentlich groß und daß zu ihrer Erzeugung ein entsprechendes Gewicht $G-A$ vorhanden sein muß. Die Praxis bestätigt das, denn die Stempel werden bei diesem Arbeitsvorgang bis an die Grenzen beansprucht, und oft sind starke Rundhölzer dabei zerbrochen. Die Schwellen, auf denen die Stempel abgestützt sind, dringen während des Absenkens in das Erdreich ein und geben meist auch in waagerechter Richtung nach. Die Kreisbewegung der Stempelköpfe um die Fußpunkte ist nur relativ in bezug auf den Senkkasten; gleichzeitig kommen die Abwärtsbewegungen des Kastens und der Stempel sowie noch ein etwaiges seitliches Nachgeben der Fußpunkte hinzu. Die wirkliche Bewegung des Senkkastens ist immer eine schwach geneigte Schräge.

Dieses Stempeln ist wohl das bisher meist angewendete Verfahren. Die erzeugbaren waagerechten Kräfte sind jedoch durch den verfügbaren Gewichtsanteil des Senkkastens begrenzt, das Arbeiten mit den schweren Hölzern ist nicht leicht, und das Ganze muß mit viel Verständnis angefaßt werden, wenn eine günstige Wirkung erzielt werden soll.

³⁾ Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., III. Bd., S. 324, Abb. 245. Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

2. Abspitzen des absinkenden Grundkörpers über Wasser gegen ein geeignetes festes Widerlager. Die Steifen können hierbei fast waagrecht angesetzt werden. Das Erzeugen erheblicher waagerechter Kräfte macht also keine Schwierigkeiten; dagegen ist die Kippgefahr des Senkkastens außerordentlich groß. Wie aus dem Vergleich der Abb. 4 u. 5 hervorgeht, wächst die zur Herstellung des Gleichgewichts erforderliche Außer-mittigkeit der Kraft $G-A$ mit der Höhe des Ansatzes von H . Mit einer über dem Wasserspiegel wirkenden Kraft H könnte im Beispiel der Abb. 5 die Absenkrichtung unter dem gezeichneten Winkel α überhaupt nicht erzeugt werden, weil der Senkkasten vorher umkippen würde.

Das Steifen über Wasser kann daher nur zum Bewirken einer ganz geringen Abweichung von der lotrechten Absenkrichtung angewendet werden und ist mit großer Vorsicht zu gebrauchen.

3. Anbringen einer einseitigen Bodenschüttung (Abb. 12). Ebenso, wie ein Erddrucküberschuß auf der einen Seite des Senkkastens ein ungewolltes Abweichen des Senkkastens erzeugt, kann ein künstlich vergrößerter Erddruck, auf der einen Seite eines Kastens angebracht, ein gewolltes schräges Absenken erzeugen. Es ist hierzu nur erforderlich, auf der Seite, von der der Kasten abgedrängt werden soll, die Geländeoberfläche durch Auffüllen von Boden zu erhöhen und damit die wirksame Höhe des Bodendrucks zu vergrößern. Der Angriffspunkt des zusätzlichen Erddrucks $\angle E_1$ liegt etwa in $h/2$, d. h. um rd. $h/6$ über dem von E_2 .

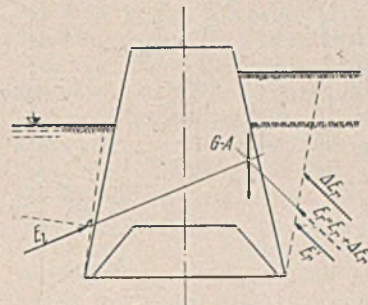


Abb. 12. Schräges Absenken durch einseitiges Anfüllen von Boden.

Der Kräftezug ist der gleiche wie in Abb. 7. Das Kippmoment ist zwar vorhanden, aber geringer als beim Ansatz von waagerechten Steifen über Gelände. Mit diesem Verfahren sind in der Praxis sowohl zum lotrechten Leiten von Senkkasten, also zum Unschädlichmachen von vorhandenen einseitigen Kräften, wie auch zum Zurückführen von Senkkasten nach eingetretenen Abweichungen recht gute Erfahrungen gemacht worden. Man muß sich bei der Anwendung nur über die Größenordnung des erreichbaren Erfolges im klaren sein.

4. Schräges Absenken durch Schrägstellen des Senkkastens. Dieses Mittel, einen Senkkasten, der fehlerhaft steht, etwas seitlich zu verschieben, gibt schon Brennecke⁴⁾ an. Die dazugehörige Abbildung ist in Abb. 13 wiedergegeben. Die Beschreibung lautet: „Man gräbt die Seite a , von welcher man den Senkkasten entfernen will, tiefer aus. Der Pfeiler wird sich dann oben dieser Seite zuneigen, indem er sich um die Kante b dreht. Läßt man ihn nun in dieser schrägen Stellung weiter sinken und richtet ihn dann wieder gerade, indem man bei b tief ausgräbt, so daß er um die Kante a eine Drehung macht, so erreicht man damit eine seitliche Verschiebung in der Richtung von a nach b “.

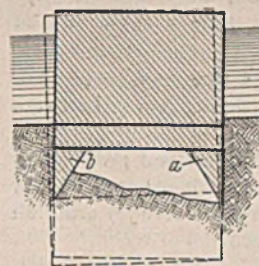


Abb. 13.

Schräges Absenken durch Kippen des mit senkrechten Seitenwänden versehenen Senkkastens.

Die bei gerader Stellung des Kastens lotrechte seitliche Außenwand wird also mit dem ganzen Kasten schräggestellt und wirkt hierbei als Leitfläche, die das schräge Absenken bewirkt. Voraussetzung zum Gelingen sind die in gerader Stellung lotrechten Außenwände des Kastens sowie die

Möglichkeit, den Kasten schräg- und dann wieder geradezustellen. Brennecke⁵⁾ weist darauf hin, daß die Schneidwände nicht nur aus ausgesteiftem Stahlblech ohne besondere Grundfläche bestehen dürfen, sondern so ausgemauert sein müssen, daß sich schräge Innenwände und dadurch von der Schneide nach der Decke des Senkkastens zu an Breite zunehmende Stützflächen ergeben. Der Kasten kann dann durch Freigraben nur der einen Schneidenseite schräggestellt werden, weil diese Seite voreilt, während die andere sich auf eine immer breiter werdende Stützfläche aufsetzt.

5. Bewegliche Leitwerke (Senkkastengerader). Bei dem eben genannten Schrägstellen des Senkkastens nutzt Brennecke zum schrägen Absenken die Leitwirkung einer Außenwand aus. In weiterer Berücksichtigung der Erkenntnis, daß verhältnismäßig kleine Flächen zum Leiten eines Senkkastens ausreichen, ging der Verfasser dazu über, bewegliche ruderartige Leitwerke zu benutzen, die an den Außenwänden der Schneiden angebracht werden²⁾. Die Kraftwirkung eines solchen Ruders, das z. B. un-

⁴⁾ Brennecke, Der Grundbau, 3. Aufl., S. 464, Berlin 1906, D. Bauztg. — Siehe auch 4. Aufl. Brennecke-Lohmeyer, Bd. III, S. 324, Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

⁵⁾ a. a. O., S. 463.

mittelbar an der Schneide wirkt, ist die gleiche, wie sie in Abb. 6 angegeben ist. Hat das Ruder eine Oberfläche aus Eisen mit einem Reibungswinkel gegen den Boden von $\delta = 25^\circ$, so gilt Abb. 14 mit dem dazugehörenden Kräftezug.

Um eine Anschauung von der Größenordnung der auftretenden Kräfte zu vermitteln, werden im folgenden die Ergebnisse einer Berechnung für einen praktischen Fall angegeben. Der in Abb. 15 im Querschnitt aufgezeichnete Pfeilersenkkasten sei von seiner lotrechten Richtung abgewichen und soll durch vorübergehendes schräges Absenken unter dem Winkel $\varepsilon = 5^\circ$ wieder auf den entwerfsmäßigen Platz hingebraucht werden. Hierzu wird das an der Schneide beweglich angebrachte Leitwerk in die entsprechende Stellung gedreht und festgehalten. Es wirkt dann die Kraft K , und zwar bei einer rauhen Oberfläche unter dem Reibungswinkel ρ des Erdbodens.

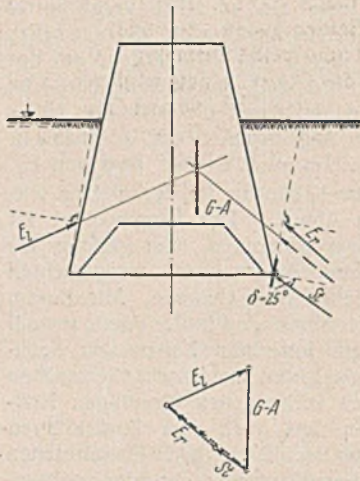


Abb. 14.

Wirkung eines in Schneidenhöhe angebrachten Leitwerks (Steuerruders) beim Absenken.

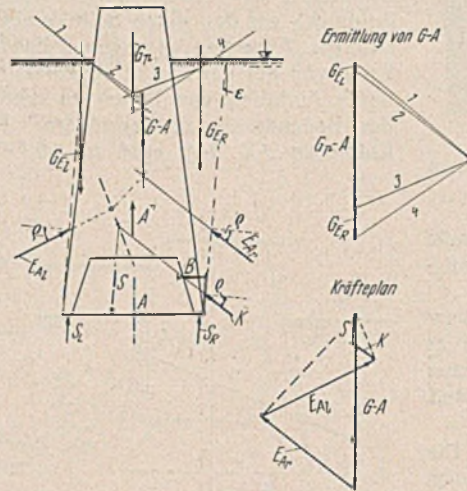


Abb. 15.

Beispiel der praktischen Anwendung eines beweglichen Leitwerks (Steuerruders).

Sind die Leitwerke an den Schneiden drehbar aufgelagert, oben gegen das Spindelpaar B abgestützt, so ist die auf die Spindeln entfallende Auflagerkraft

$$B = \frac{110}{2} \cdot \cos \varphi = \frac{110 \cdot 0,843}{2} = 46,5 \text{ t.}$$

Jede der beiden Spindeln erhält hiervon 23,25 t. Das sind Kräfte, die mit verhältnismäßig leichtem Gerät aufzunehmen sind. Sie können ganz erheblich verkleinert werden, wenn die Leitwerke nach Abb. 16 etwas tiefer angeordnet werden, so daß sie bis unter die Schneide reichen und nahezu im Mittelpunkt drehbar befestigt sind.

Man kann aber auch ganz ohne die Spindeln auskommen, wenn die Leitwerke zwar in unveränderlicher Neigung, im ganzen aber abnehmbar ausgebildet werden. Sie werden dann erst bei Bedarf an der Schneide angebracht und nach dem gewünschten Erfolg wieder ausgebaut.

Da der Boden in der Regel viel größere Pressungen als 4,9 kg/cm², wie im vorliegenden Beispiel, ausüben wird und auch ein gewisser Schlupf

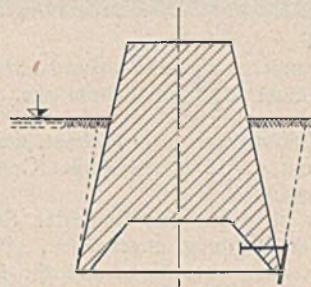


Abb. 16.

Das Leitwerk (Steuerruder) ist zur Herabminderung der Spindelkraft nach unten verlängert.

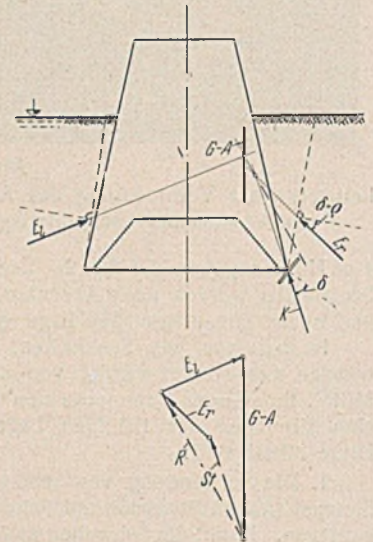


Abb. 17. Wirkung eines übersteuerten Leitwerks (Steuerruders).

Die Berechnung ist zeichnerisch für 1 m Länge des Senkkastens durchgeführt. Das Gewicht des Kastens und der beiden seitlichen mit-sinkenden Erdkeile ist mit dem Auftrieb zur lotrecht wirkenden Kraft $G - A$ zusammengesetzt worden. Ferner wurde der Kräfteplan aus $G - A$, E_1 , K und S gezeichnet. Letztere Kraft verteilt sich auf die beiden Schneiden, die nicht gleichmäßig belastet sind.

Die vom Leitwerk ausübende Kraft K ergibt sich zu $K = 11 \text{ t}$ auf 1 m Schneidenlänge. Es soll auf je 10 m Senkkastenslänge ein Leitwerk von 1,5 · 1,5 m Fläche angeordnet werden.

Zur Beantwortung der Frage, ob auch der Erdwiderstand groß genug ist, um die Kraft von $10 \cdot 11 = 110 \text{ t}$ ausüben zu können, wurde der Erdwiderstand gegen das Leitwerk nach den Tafeln von Krey⁶⁾ ermittelt zu $E_p \text{ vorh.} = 550 \text{ t}$. Die Sicherheit ist also fünffach.

Die Bodenpressung an der Leitfläche beträgt

$$\sigma = \frac{110}{2,25} = 49 \text{ t/m}^2 = 4,9 \text{ kg/cm}^2,$$

Ist also durchaus nicht zu hoch.

Auch die Sicherheit des Senkkastens gegen Umkippen ist gewährleistet; denn die Verteilung der Kraft S von zusammen 10 t auf die beiden Schneiden ergibt, daß die linke Schneide 6,75 t, die rechte Schneide 3,25 t Belastung auf 1 m Schneidenlänge aufzunehmen hat. Auch diese Kräfte liegen durchaus im Bereich des Zulässigen.

⁶⁾ Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Aufl. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

in Kauf genommen werden kann, ist es möglich, mit noch schmaleren Leitwerken von beispielsweise 40 bis 50 cm Breite auszukommen. Solche Geräte sind dann außerordentlich leicht und handlich im Gebrauch.

Bei dieser vorübergehenden Anwendung der Leitwerke kommt es auch in Frage, sie schräger zu stellen, als es der gewünschten Absenkringung entspricht. Dann ist das Ruder gewissermaßen „übersteuert“ und hat eine kräftige Schubwirkung (Abb. 17). In dieser Weise hat der Verfasser die ersten Anwendungen des neuen Mittels vorgenommen. Voraussetzung zum Gelingen ist hierbei aber ein schwerer Senkkasten, weil die lotrechte Seitenkraft der Leitwerkskraft ein Vielfaches derjenigen bei nicht übersteuertem Ruder ist (s. Kräftezug Abb. 17).

Als Anwendungsbeispiel sei das Verbessern der Lage des Senkkastens für den Strompfeiler einer Rheinbrücke angegeben. Der 11,5 m breite und 37 m lange Kasten war auf einer von Stahlspundwänden umfaßten Inselfüllung betoniert. Kurz vor Beginn der Absenkung brachte der Strom ein heftiges Hochwasser, das an der einen Seite der Insel kolkte und ein Nachgeben der Umschließung verursachte. Hierbei verschob sich der ganze Senkkasten so, daß sich die Mitte des einen Endes um 40 cm von der Längsachse entfernte, die des anderen Endes um 13 cm in der entgegengesetzten Richtung. Der Kasten stand also verschoben und verdreht in einer recht unglücklichen Lage.

Durch rechtzeitige Anwendung von mehreren beweglichen Leitwerken konnte die Abweichung voll ausgeglichen, somit der Strompfeiler genau in die entwerfsmäßige Lage gebracht werden. Die Leitwerke haben sich auch bei vielen anderen Druckluftgründungen als sehr wirksam bewährt und sich als ein Fortschritt in der Kunst des Druckluftabsenkens erwiesen.

Neuere Erfahrungen in der Anwendung von Gleitschalungen.

Von Dipl.-Ing. Franz Böhm, Leibnitz (Steiermark).

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ausführung von Getreidezellenspeichern stand im verflossenen Jahre im Zeichen der folgenden drei neuen Arbeitsbedingungen:

1. der Einführung der R-Speicherbauweise,
2. der Unmöglichkeit, die Baustelle nach eingebrochener Dunkelheit zu beleuchten, und
3. des durch die Kriegsverhältnisse wesentlich gesteigerten Mangels an Arbeitskräften.

Diese Änderungen und Verschärfungen schon bestehender Verhältnisse beeinflussten wesentlich die Arbeitsdurchführung, worüber im nachstehenden berichtet werden soll.

I. Die R-Speicherbauweise.

Abb. 1 zeigt die kennzeichnenden Zellenquerschnitte. Die Hauptzellen H haben einen achteckigen, die Zwickelzellen Z einen quadratischen und die Außenzwickelzellen A einen dreieckigen Querschnitt. Die Zellenform H nähert sich daher bereits der Form kreisrunder Zellen. Für die Einführung der Grundrißform der Abb. 1 waren folgende Gründe maßgebend:

1. Die Hauptgetreidemengen lagern in verhältnismäßig großen Zellen ($D = 6 \text{ m}$). Damit wird eine Ersparnis von etwa 16,5% je m³ Lagerraum gegenüber den bisher üblichen quadratischen Querschnitten erzielt.

2. Dem Wunsche des Getreidehandels nach Schaffung kleinerer Zellen für die Einlagerung besonderer Getreidesorten ist durch die Schaffung der Zwickelzellen *Z* und *A* Rechnung getragen.

3. Die statische Berechnung der Zellenwände ist ebenso einfach wie die quadratischer Zellen, da die Wände ebenfalls als in den Ecken eingespannte Platten aufgefaßt werden können.

Für die Beurteilung der R-Speicherbauweise muß zum Vergleiche die Ausführung mit kreisrunden Zellenquerschnitten herangezogen werden, die der achteckigen Form weitaus überlegen ist.

Die wesentlichsten Nachteile der Bauweise der Abb. 1 sind:

1. Die Eckschrägen am Zusammenstoß der Wände sind schwierig in der Schalung auszubilden und vermehren den Betonverbrauch ganz wesentlich.

2. Der Stahlbedarf für die notwendigen Übergriffe an den Ecken und für die Eckschrägen ist sehr bedeutend, das Abbiegen und Einlegen der Eisen ist der stumpfen Winkel wegen sehr erschwert.

3. Das Aufstellen der Gleitschalungen achteckiger Zellen ist unglaublich mühselig, auch wenn am Reißboden die Achsenpunkte 1 bis 4 (Abb. 1) vermerkt, die Eckkästen zuerst aufgestellt und die Achsen nach der Schnur versetzt werden. Eine richtige, gleichmäßige Wanddicke ist kaum zu erreichen, man muß sich, nachdem alle Kästen stehen, wohl oder übel zu einem Ausgleich der vorhandenen Fehler entschließen. Die Ursache liegt wieder in den stumpfen Eckwinkeln.

Stimmen nun die Wanddicken und die Ecken nicht genau mit dem Reißboden überein, nach dem auch die Eisen ihrer ungewöhnlichen Form wegen abgelenkt werden müssen, so steigen die Schwierigkeiten bei der Verlegung abermals, ja die Eisen müssen sehr häufig mit der freien Hand nachgebogen werden. Abgesehen davon, das Eisenarbeiter ganz besonders schwer zu haben sind, ist es auch beim besten Bemühen kaum zu erreichen, daß alle Eisen einwandfrei und planmäßig liegen.

4. Die Ausführungsschwierigkeiten werden durch die dreieckigen Randzellen *A* weiterhin erhöht, der Gewinn an Lagerraum steht dazu in keinem Verhältnis. Außerdem dürften sich Schwierigkeiten beim Abziehen des Getreides ergeben, da das Verhältnis von *U/F* ungünstig ist.

Von allen diesen Nachteilen ist die kreisrunde Zellenform frei. Das Aufreißen der Zellenform am Reißboden und an der Baustelle geht rasch und verlässlich vonstatten, die Schalformen können ebenso einfach aufgestellt werden, die Eisen erhalten nur Endhaken, da ihr Durchmesser nur ausnahmsweise größer als 14 mm ist, so daß sie, ohne vorgebogen zu werden, nur einzuziehen sind. Abgesehen von einigen Zulageeisen werden bei den üblichen Zeldurchmessern nur drei, höchstens vier Eisen je Lage einzubringen sein, deren Länge auf die ganze Zellenhöhe die gleiche ist. Die Arbeitskosten für das Schneiden, Biegen und Verlegen des Stahles sinken nicht nur auf das mögliche Mindestmaß, die Arbeiten können auch, ihrer Einfachheit wegen, mit der größtmöglichen Anzahl ungelernter Arbeiter vorgenommen werden. Den Ausschlag gibt aber, daß der Stahlbedarf der Tragbewehrung seine unterste Grenze erreicht, er beträgt etwa 50 bis 60% des Bedarfs bei achteckigen Zellen, die Abfälle sind ebenfalls gering, sie können unter Umständen auf Null gebracht werden.

Die zu treffenden Vorkehrungen zur Erhaltung der plangemäßen Zellenform während des Gleitens sind in beiden Fällen die gleichen. Am einfachsten benutzt man dazu die Arbeitsplattform, die durch in der Untersicht aufgenagelte Knaggen steif auszugestalten und unverschieblich mit den Schalungslehren zu verbinden ist. Dies geschieht in der Form, daß die die Abdeckung tragenden 10/10 cm dicken Hölzer gemeinsam mit den Lehren durchbohrt werden, worauf ein aus Stahlabfällen hergestellter Bolzen eingetrieben wird.

II. Anordnung der Zellenböden in verschiedenen Höhen.

Nicht nur die R-Speicher, sondern auch andere Zellspeicher sind von den Maschinenfabriken in der in Abb. 2 skizzierten Weise, also mit Zellenböden in verschiedener Höhenlage entworfen worden. Damit sind neue Schwierigkeiten bei der Ausführung entstanden, die sich in einem Mehrverbrauch an Arbeitszeit äußern. Daß diese Zellenbodenstufe für den Speicherbetrieb nicht unerlässlich ist, und daß ihr Fortfall keine wesentlichen Schwierigkeiten

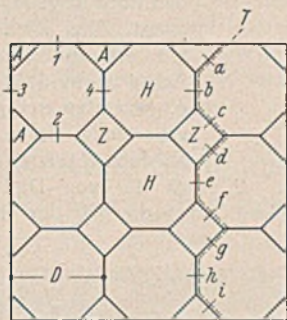


Abb. 1.

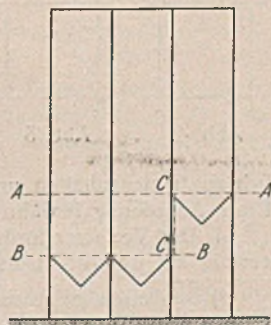


Abb. 2.

bereitet, beweist ein Fall in der Ostmark, wo es der Bauunternehmung nach Klarlegung der Schwierigkeiten gelang, die sehr angesehene Maschinenfabrik zu veranlassen, den Boden sämtlicher Zellen in eine Höhe zu legen. Nicht überall kann aber mit einer solchen Einsicht gerechnet werden, so daß es von Wert sein dürfte, zu erfahren, wie sich die Ausführung in verschiedenen Fällen gestaltet.

Zwei Ausführungsmöglichkeiten sind vorhanden. Es können entweder die tieferliegenden Zellen bis zur Ebene A—A (Abb. 2) der höher angeordneten in gewöhnlicher Schalung hergestellt werden oder die Gleitschalung der früher beginnenden Zellenwände wird bereits in der Ebene B—B aufgestellt, sodann wird bis A—A mit Gleitschalung gearbeitet, stillgehalten, die Trichter der höherliegenden Zellenböden betoniert, sodann dort die Gleitschalung aufgestellt und mit der der übrigen Zellen verbunden, worauf das Gleiten sämtlicher Zellenwände fortgesetzt wird.

Zu empfehlen ist nur der zweite Arbeitsvorgang. Der erstere ist mit einer Reihe von Schwierigkeiten und Geldausgaben verbunden. Es wird neues, vermeidbares Schalholz benötigt und verhältnismäßig viel Arbeitszeit verbraucht, die Aufstellenebene für die Gleitschalung wird von B—B nach A—A verlegt, ist also um etwa 5 m höher, was wieder Geld kostet. Gewöhnliche Schalung kann kaum so genau aufgestellt werden, daß die Zellenwände in der Ebene A—A auch tatsächlich mit der am Reißboden hergestellten Gleitschalung übereinstimmen, Abweichungen von 4 bis 5 cm, die etwa 1/3 der Wanddicke ausmachen, sind keine Seltenheit. Neben den unvermeidlichen Ausführungsfehlern in der Schalung wird diese aber auch durch den verschiedenen Seitendruck des sehr flüssig einzubringenden Betons verschoben, und zwar trotz aller Versteifungen und Verhängungen und trotz besten Bemühens, den Beton in gleichmäßigen Schichten einzubringen. Da die Wände von oben her gegossen werden, bilden sich infolge der Zurückhaltung der gröberen Bestandteile des Betons durch die Bewehrung viele Nester, ja ganze Löcher, deren nachträgliche Ausbesserung kostspielig ist. Das Entschalen der Zellen nach beendetem Gleiten ist in dem engen, künstlich beleuchteten Raum teuer, das Holz muß durch die verhältnismäßig engen Einstiegsöffnungen in den Trichterböden nach außen gebracht werden.

Der zweite Arbeitsvorgang, bei dem die Zellenbodenstufe im Gleitverfahren überwunden wird, ist gegenüber dem ersten Fall (Zellenböden in gleicher Höhe) natürlich ebenfalls mit Erschwernissen verbunden, die aber nicht im entferntesten an die des eben beschriebenen Arbeitsvorgangs heranreichen.

In diesem Falle muß die Außenschalung der unteren Zellenwände T—T (Abb. 1) in gewöhnlicher, seitlich gut abgesteifter Schalung hergestellt werden. Ein gutes Widerlager bilden die vorher betonierten Säulen des an den Zellspeicher anschließenden Maschinenhauses. Die beim gewöhnlichen Gleiten in dem Wandzug T—T angeordneten, üblichen Hebevorrichtungen (a bis i), können vor Überwindung der Bodenstufe nicht angebracht werden. Es müssen daher andere, für diesen Fall geeignete Hebevorrichtungen an den gleichen Stellen eingebaut werden. Als solche haben sich bewährt: Schraubenspindeln (Amerikaner), wie sie im Brückenbau verwendet werden, und Flaschenzüge von etwa 2000 kg Tragkraft.

Erstere sind auf den Zellenböden aufzustellen, die Lehren (Rahmen) der Gleitschalung müssen durch Rundhölzer, die auf den Spindeln ruhen, abgestützt werden. Letztere erfordern den Einbau eines einfachen, auf den Zellenböden aufruhenden Gerüsts. Während die Stützen mit zunehmender Höhe fortlaufend durch längere ausgewechselt werden müssen, ist das Gerüst im Falle der Verwendung von Flaschenzügen nur einmal in der endgültigen Höhe zu errichten. Unter allen Umständen müssen aber geeignete Zeiger und Meßplatten vorgesehen werden, um ein gleichmäßiges Heben der gesamten Gleitschalung sicherzustellen. Es darf weiterhin nicht übersehen werden, daß an dem Wandzug T—T ein einseitiger Betondruck entsteht, der die ganze Schalung abzudrücken sucht. Gleitende Abstufungen haben sich zur Aufnahme dieses Seitendrucks gut bewährt¹⁾.

III. Einfluß der Verdunkelung.

Diese durch den Krieg bedingte Notwendigkeit machte das Arbeiten in zwei Schichten, also das ununterbrochene Gleiten, unmöglich. Die technischen und betriebstechnischen Unterschiede des ein- und zweiseitigen Gleitens sind folgende. Dem Wesen des Gleitbaues entspricht nur die ununterbrochene Arbeit, also der Zweiseichtenbetrieb. Je nach der Jahreszeit wird man 10 bis 15 cm in der Stunde gleiten. Größere Geschwindigkeiten empfehlen sich nicht, da die Schalung und alle mit ihr zusammenhängenden Teile ausschließlich von den Kletterstangen getragen werden. Diese selbst sind als Stützen zu betrachten, die in dem bereits erhärteten Beton und der Klemmvorrichtung eingespannt sind. Die Knicklänge wird daher um so kleiner, je geringer die Gleitgeschwindigkeit ist. Die angegebenen Grenzen haben sich durchaus

¹⁾ Böhm, Aus der Praxis der Gleitschalungen. B. u. E. 1938, Heft 19, S. 308.

bewährt. Die Schalung gleitet fortlaufend in sehr jungem Beton, die Reibung zwischen Schalung und Beton ist gering, vor allem aber ist der junge Beton im Verhältnis zu den geringen seitlichen Bewegungen der Schalung als ausgesprochen nachgiebig anzusprechen, d. h., er paßt sich der jeweiligen Lage der Schalung an, ohne zu reißen oder herausgedrückt zu werden. Wenn Unannehmlichkeiten entstanden sind, müssen schon sehr schwere Fehler gemacht worden sein. Die den Einschichtenbetrieb kennzeichnenden, geringen, aber sehr auffallenden Abstufungen in der Wand können sich nicht bilden.

Wird aber nur bei Tag gearbeitet, so ist der Beton beim Beginn der nächsten Schicht bereits erhärtet. Dies bringt folgende Nachteile mit sich:

1. Das überschüssige Wasser des Betons sickert nach unten. Gefördert wird dies durch den Anzug der Schalung. Das Durchsickern ist um so stärker, je weniger Staub (Korn von 0 bis 0,2 mm) der Kiessand enthält, denn nur dieser kann Wasser in größerer Menge zurückhalten. Dieses Wasser kann aber nur bis zur Oberfläche des Betons vom Vortage durchsickern, d. h., die ersten 15 bis 20 cm des neuen Betons sind ausgesprochen naß, erhärten schwer, stellen also den empfindlichsten Teil des neuen Betons vor.

2. Solange die Schalung den alten, unnachgiebigen Beton noch nicht verlassen hat, wird sie durch ihn zwangsläufig geführt. Waagriff- und sonstige Fehler vom Vortage, aber auch vom Gleittage selbst haben zur Folge, daß die Schalung sich an den alten Beton anpaßt, wobei sie sich elastisch verformt. Unregelmäßigkeiten in der Schalung, hervorgerufen durch Bretter, die sich geworfen haben oder aus sonstigen Ursachen unregelmäßig geworden sind, wirken sich im gleichen Sinne aus. Hat die Schalung den alten Beton verlassen, so wird sie trachten, ihre frühere Form zurückzugewinnen. Der neue, weiche Beton setzt dieser Rückbildung nur geringen Widerstand entgegen, um so weniger, als gerade in den ersten 15 bis 20 cm, wie vorhin nachgewiesen wurde, die Erhärtung am wenigsten fortgeschritten ist. War die Schalung stark verformt, so können dabei Teile des Betons herausgedrückt werden.

Ein weiterer Übelstand des Einschichtenbetriebes sind die Abstufungen in den Wänden. Nach Arbeitsschluß muß die Schalung auf etwa 30 cm über die Betonoberfläche gehoben werden. Der junge Beton des nächsten Tages steht selbst, also losgelöst von der Schalung, etwa nach 3 bis 4 Stunden, im Mittel also nach $3\frac{1}{2}$ Stunden. Die Gleitgeschwindigkeit beträgt 15 bis 20 cm je Stunde, im Mittel 15,5 cm. Nach etwa einer Stunde ist die erste Lage Beton eingebracht, das Drehen kann beginnen. Der junge Beton wird daher zu dem Zeitpunkte, in dem er selbst steht, sich in einer Tiefe unter Oberkante Schalung von im Mittel $0,30 - 0,15 + (3,5 \times 0,175) = 0,76$ m befinden und die Stärke des Abstandes annehmen, den die innere und äußere Schalwand in dieser Tiefe haben. Der Anzug der Schalung beträgt etwa 7,5 mm auf 1,20 m Höhe. Die erwähnte Abstufung wird daher im Mittel $7,5 \cdot \frac{0,76}{1,20} = 4,75$ mm betragen. Fehler beim Gleiten können dieses Maß weiter vermehren, aber auch vermindern.

Die Unmöglichkeit, die Baustelle zu beleuchten, die kurze Arbeitszeit im Winter, der begreifliche Wunsch, Herausdrückungen des Betons sicher zu vermeiden und außerdem die künstliche Erwärmung der Zuschlagstoffe ganz auszuschalten und sie auf das Anmachwasser zu beschränken, haben dazu geführt, den Arbeitsfortschritt auf 70 bis 90 cm am Tage zu beschränken, eine Einteilung, die unter den gegebenen Verhältnissen als richtig bezeichnet werden muß.

IV. Einfluß des durch die Kriegsverhältnisse weiter gesteigerten Arbeitermangels.

Zur Einhaltung der beschriebenen Arbeitseinteilung (Tagesfortschritt 70 bis 90 cm) zwang weiterhin der empfindliche Mangel an Arbeitskräften, insbesondere an gelernten Leuten. Ja, es mußte sogar zu dem Aushilfsmittel gegriffen werden, daß abwechselnd gedreht und betoniert wurde. Die Arbeit war dann so eingeteilt, daß die Eiseneinleger, die auch nur in beschränkter Anzahl zur Verfügung standen, ununterbrochen bei ihrer Arbeit verblieben. Dagegen war die Gruppe der Betonierer und Dreher zusammgezogen, sie drehten zuerst etwa 40 cm hoch und füllten dann die Schalung. Etwa alle zwei Stunden wurde gewechselt.

Hierbei wurde eher eine Leistungssteigerung festgestellt, was auf den bekannten günstigen Einfluß des Beschäftigungswechsels zurückzuführen ist. Die in einem Arbeitsgang ermüdeten Muskeln wurden im anderen wenig oder gar nicht angestrengt, hatten also Zeit, sich zu erholen. Der Wechsel in der Arbeit ist natürlich auch mit Zeitversäumnissen verbunden, so daß seine Wohltat nicht voll der Zeitersparnis zugute kam; dafür aber wurde die Kraft der Arbeiter geschont und ihre Arbeitsfreude erhöht.

V. Verschiedenes.

Außer den genannten, zum großen Teil durch die Zeitereignisse bedingten Maßnahmen wären noch folgende kleine und größere Verbesserungen und Erfahrungen zu erwähnen:

1. Die in Abb. 3 dargestellten Klemmstücke²⁾. Die beiden schwach geneigten Klemmbacken stützen sich auf die Kletterstange und werden um so stärker angepreßt, je größer der auf ihnen lastende Druck ist. Druckversuche haben eine Tragkraft von 12 bis 15 t ergeben, während die tatsächliche Beanspruchung an der Baustelle höchstens 2 t beträgt.

Die Vorteile dieses neuen Klemmstückes sind:

- Das Umsetzen des Klemmstückes erfordert den Bruchteil einer Minute. Das Herausdrehen der Spindel ist die zeitraubendste Arbeit des Umsetzens.
- Da es den gleichen Zeitaufwand erfordert, ob die Spindel in einem Zuge oder mit einer Unterbrechung hochgeschraubt wird, und da das Umsetzen des Klemmstückes nicht in die Waagschale fällt, wird man die Spindel nur so weit hochdrehen, daß der Mann seine Dreharbeit in der für ihn günstigsten Höhenlage ausführt. Damit ist seine Leistungsfähigkeit gesteigert.
- Letzterer Umstand ermöglicht es, die Spindellänge herabzusetzen. Damit wird sie handlicher und leichter.
- Zu jeder Hebevorrichtung gehört ein Führungsbrett, das an den Bock angenagelt wird und gegen das sich das Klemmstück stützt. Das Klemmstück und die mit ihm fest verbundene Kletterstange wird damit an einer Drehung um die eigene Achse verhindert, eine Erscheinung, die regelmäßig bei neu eingesetzten Stangen auftritt. Sie ist an sich harmlos, aber sehr lästig, da sich der Zeiger mitdreht, wodurch das Ablesen an dem Höhenzeiger erschwert wird.

2. Auch die von Dipl.-Ing. Hafnbraed³⁾ erwähnten Abstandseisen zur Sicherung der Betonüberdeckung der waagerechten Trageisen um etwa 1 cm hat der Verfasser angewendet. Nur wurden für eine quadratische Zelle zwei Eisen von 6 bis 8 mm Durchm. und 20 cm Länge eingebaut, weil längere Eisen im Beton lotrechte Rillen hinterließen, die nachträglich verputzt werden mußten.

3. Aus Ersparungsgründen waren bei einer Ausführung in den Mittelzellen quadratischen Querschnitts nur sechs Böcke vorgesehen (Abb. 4), da die gegenseitige Entfernung das zulässige Maß noch nicht erreicht hatte, weswegen ein Näherücken der Böcke unwirtschaftlich gewesen wäre. Die Folge dieser Anordnung war, daß die Zellenkästen eine gewisse Drehbarkeit zeigten. Es erwies sich als notwendig, gemäß Abb. 5 in jeder Zelle acht Böcke vorzusehen, um so eine

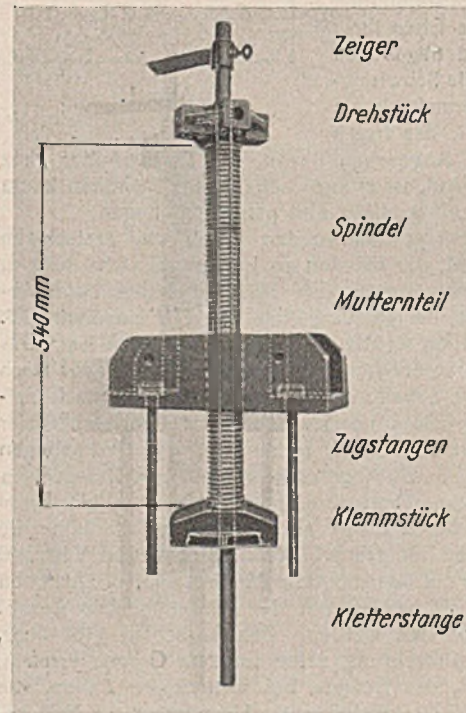


Abb. 3.

durchlaufende Verankerung zu schaffen, die ein Verdrehen der Zellenkästen ausschloß.

Um aber doch die überflüssigen Kletterstangen und die damit verbundene Dreharbeit einzusparen, wurde die in Abb. 6 angedeutete Anordnung getroffen. Die sechs Buchstaben K zeigen die sechs vollständigen Kletterböcke mit ihren zugehörigen Kletterstangen. Dazwischengeschaltet

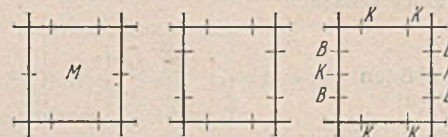


Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

wurden in den Seiten mit nur einem Bock die Blindböcke B, die aus schwächeren Hölzern bestanden und keine Drehvorrichtung und Kletterstange hatten. Sie hatten also lediglich die Aufgabe, die Schalung seitlich zusammenzuhalten und eine durchlaufende Verankerung zu bilden. Diese Anordnung bewährte sich gut.

4. Der Verfasser förderte den Beton in Kübelwagen (Japanern), die sowohl auf der Arbeitsplattform fahren, als auch an anderen Baustellen

²⁾ Das alleinige Ausführungsrecht hat die Maschinenfabrik Wilhelm Rump, Peine (Hannover).

³⁾ Bau einer Getreidesiloanlage in Teheran mittels Gleitschalung. B. u. E. 1940. H. 12, S. 159.

auf erhöhten Gerüsten. Beide Anordnungen haben ihre Vor- und Nachteile. Das Fahren auf erhöhten Fahrbahnen, unter denen der übrige Verkehr auf der Plattform ungehindert sich vollziehen konnte, ermöglicht es, die Bewehrung ungestört und sorgfältig einzubringen und stört ebensowenig das Betonieren. Dafür wird die Baustelle sehr unübersichtlich, die Bauaufsicht erschwert, daß Aufstellen der Gleitschalung um 1 bis 2 Tage verlängert, wozu noch die Mehrkosten für die Herstellung der Fahrbahn und der dazugehörigen Rutschen kommen.

Das Gegenteil ist der Fall beim Verfahren des Betons auf der Arbeitsplattform selbst. An den Seiten mit den Durchfahröffnungen müssen die Eisen zurückbleiben und etwas nach abwärts gebogen und später wieder gerade gerichtet werden, was alles Mehrarbeiten verursacht. Der Verfasser empfiehlt das Fahren auf der Arbeitsplattform, vor allem wegen der unbezahlbaren Übersichtlichkeit der Baustelle und der leichten Möglichkeit der Überwachung. Die Vorzüge beider Anordnungen sind gegeben, wenn der Beton mittels eines Turmdrehkranes, dessen Ausleger die ganze Baustelle bestreicht, gehoben und bis zur Verbrauchsstelle geschafft wird.

5. Zum Schlusse sei noch auf die Tatsache hingewiesen, daß die Anwendung der Gleitschalung ständig zunimmt, und zwar auf Kosten aller übrigen Schalungsarten. Die Ursache liegt in ihrer überragenden Wirtschaftlichkeit. Die verhältnismäßig hohen Anlagekosten, die viele

Unternehmer von der Einführung dieser Bauweise abhalten, sind rasch hereingebracht und bald vergessen. Dazu kommen die anders nicht erreichbaren großen Tagesleistungen und schließlich die unerreichbare Sicherheit des Bauverfahrens. Eine Reihe von Bauunfällen, die leider auch Verluste an Menschenleben nach sich zogen, hat auf diesen, bisher fast nicht gewürdigten Vorzug der Gleitschalung aufmerksam gemacht. Dies wird ohne weiteres klar, wenn berücksichtigt wird, daß die Gleitschalung samt den mit ihr verbundenen Gerüsten in jedem Bauteil nur einmal aufgestellt wird. Das erste Mal wird erfahrungsgemäß immer sorgfältig gearbeitet und die Arbeit zuverlässig überwacht. Muß aber täglich aufgestellt und abgetragen werden, so läßt mit jedem Male die Aufmerksamkeit nach, Verbindungsstücke werden verbogen und wieder gerade geklopft, bis endlich einmal mehrere Ursachen zusammentreten und zu einem schweren Unfall führen. Bei Verwendung abgebundener Schalung und Rüstung muß darauf Wert gelegt werden, daß die einzelnen Teile der Schalung handlich sind und möglichst leicht wieder verwendet werden können. Das führt zu äußerster Sparsamkeit in den Abmessungen, die leicht zu weit gehen kann. Die Gleitschalung wird dagegen nur einmal aufgestellt und nur einmal in jedem Bauteil abgetragen. Sie kann also stärker und sicherer gehalten werden, denn das geringe Mehrgewicht spielt beim Emporschrauben keine Rolle, übermäßiges Sparen an den Abmessungen tragender Teile hat hier keinen Zweck.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Querschnittbestimmung der Gewichtstaumauern nach der Preußischen „Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren“.

Von Baudirektor i. R. Dr.-Ing. e. h. Ernst Link und Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Essen.

Der erstgenannte Verfasser hat im Jahre 1925 Formeln angegeben¹⁾, die die unmittelbare Bestimmung eines aus Haupt- und Kronendreieck zusammengesetzten Querschnitts einer Gewichtstaumauer gestatten. Als hauptsächlichste Bemessungsregel wurde damals die folgende behandelt: Der Sohlenwasserdruck wird in Dreieckverteilung unter der ganzen Gründungsfläche voll wirkend ($m=1$) angenommen. Da die Entwicklung von Sohlenwasserdruck in diesem Umfang jedoch nur denkbar ist, wenn in der Grundfuge kein Zusammenhang zwischen dem Felsboden und dem Mauerkörper besteht, also auch keine Zugfestigkeit vorhanden ist, sei es von vornherein oder durch spätere Ribbildung, war nur zu verlangen, daß die Spannungen das zulässige Maß nicht überschreiten. Die Schlußkraft traf bei gefülltem Becken die Grundfuge außerhalb des Kerns, und die Druckverteilung entsprach einem Dreieck, dessen Länge gleich dem dreifachen Abstand des Schnittpunktes der Schlußkraft mit der Grundfuge von dem luftseitigen Endpunkt der Grundfuge war. Als zulässige Pressung wurde die „Regelspannung“ γh eingeführt; wo bei weichem Felsen die Pressungen niedriger bleiben sollten, wurde mit αh ($\alpha < \gamma$) gerechnet.

Für den Ausführungsquerschnitt galten²⁾ folgende Gleichungen:

Für die Stauwandneigung (die wasserseitige Neigung der Staumauer

$$\text{tg } \alpha = n \cdot \frac{b}{h};$$

$$(1) \quad n = \frac{pk(2-p-k)}{1+pk(3-k)},$$

wobei die Breite des Kronendreiecks $b_0 = pb$, seine Höhe $h_0 = kh$ gesetzt wurde (Abb. 1).

Für die Sohlenbreite:

$$(2) \quad \begin{cases} b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma A - B^2}}, \text{ worin} \\ A = \gamma(2-n) + \gamma'pk(3-3n-k+kn-p) + n(3-n) - 2 \\ B = \gamma + \gamma'pk + n - 1. \end{cases}$$

γ' ist das Raumgewicht des Kronendreiecks, das bei aufgelöster Bauweise der Mauerkrone im Bereich der Überläufe beispielsweise mit $\frac{3}{4}\gamma$ angesetzt werden kann. In der Gleichung für die Stauwandneigung ist mit $\gamma' = \gamma$ gerechnet.

In Gl. (1) u. (2) ist zunächst außer n und b auch noch $p = \frac{b_0}{b}$ unbekannt; man muß daher für b im ersten Rechnungsgang einen Näherungs-

wert einführen. Diesen liefert die Betrachtung des für den gleichen Belastungsfall gültigen Grunddreiecks mit lotrechter Wand nach der Gleichung³⁾ $b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma^2 - 1}}$. Nachdem man in der zweiten Formel n und p eingesetzt und b genauer ermittelt hat, wird die Rechnung wiederholt und führt, da kleine Veränderungen von p die Sohlenbreite nur wenig beeinflussen, meist schon bei diesem zweiten Gang zur Feststellung der endgültigen Werte von n und b .

Nach diesen Gleichungen sind mehrere deutsche Staumauern bemessen worden, u. a. die Schwarzenbachtalsperre, die bis zur Vollendung der Hohenwarthetalsperre mit 67 m die höchste deutsche Gewichtstaumauer war.

Die im Jahre 1933 erschienene amtliche Preußische „Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren“⁴⁾ rechnet demgegenüber mit wahrscheinlichen Werten für den Anteil m der von dem dreieckförmig angenommenen Sohlenwasserdruck betroffenen Gründungsfläche, fordert dann aber, daß bei vollem und bei leerem Becken in jeder waagerechten Schnittebene nur Druckspannungen auftreten dürfen. Die Mittelkraft darf also nicht aus dem Kern fallen. Der kleinste mögliche Querschnitt ist durch die Forderung gegeben, daß die Mittelkraft für volles Becken durch den luftseitigen Kernpunkt, die für leeres Becken durch den wasserseitigen Kernpunkt geht. Die sich hierfür ergebenden Gleichungen sollen im folgenden ermittelt und ihr Ergebnis mit dem der Gl. (1) u. (2) verglichen werden.

Aus der Betrachtung des Spannungszustandes bei leerem Becken wird die Gleichung für die Stauwandneigung gewonnen⁵⁾.

$$(3) \quad n = \frac{pk(1-p-k)}{1+pk(3-k)}$$

Für das aufgelöste Kronendreieck mit γ' ist

$$(3') \quad n = \frac{pk(1-p-k)}{\frac{\gamma}{\gamma'} + pk(3-k)}$$

Die Stauwand wird also nach dieser Rechnungsweise steiler als nach Gl. (1).

Die Beziehung für die Sohlenbreite findet man aus der Betrachtung des Spannungszustandes bei vollem Becken. Es ist (Abb. 2):

³⁾ a. a. O. S. 53, Gl. (32).

⁴⁾ Erlaß des Ministers für Landwirtschaft, Domänen und Forsten vom 22. 5. 1933 — IV 34 833 (Lw. M. Bl. für 1933, S. 356).

⁵⁾ Ableitung a. a. O. S. 59.

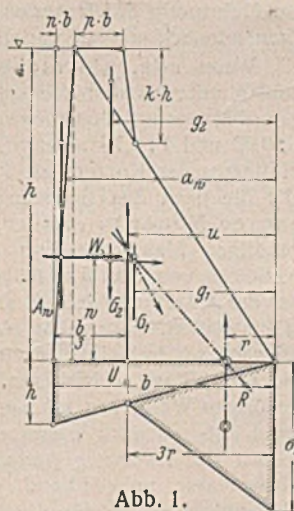


Abb. 1.

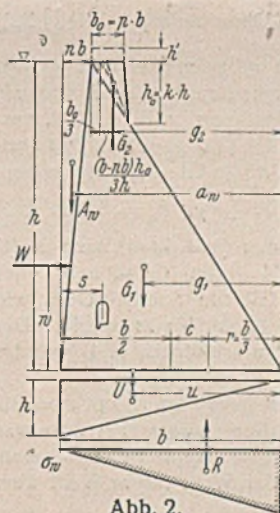


Abb. 2.

$$r = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma V_v} = \frac{b}{3};$$

$$\Sigma V_v = G_1 + G_2 + A_w - U = \frac{1}{2}(\gamma b h + \gamma' \cdot b_0 h_0 + nb h - mb h);$$

$$\Sigma M_v = G_1 g_1 + G_2 g_2 + A_w a_w - U u - W w, \text{ worin } W = \frac{1}{2} h^2;$$

$$g_1 = \frac{2}{3} b - \frac{1}{3} nb = \frac{b}{3} (2 - n);$$

$$g_2 = b - nb - \frac{(b - nb) k h}{3 h} - \frac{p b}{3} = \frac{b}{3} (3 - 3n - k + kn - p);$$

$$a_w = b - \frac{nb}{3} = \frac{b}{3} (3 - n); \quad u = \frac{b}{3} \cdot 2; \quad w = \frac{h}{3}.$$

Daraus ergibt sich:

$$(4) \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma(1-n) + \gamma' p k (2-3n-k+kn-p) + n(2-n) - m}}$$

Die Verhältniszahlen p und k haben für die einzelnen Fugen entsprechend ihrer wechselnden Breite und Höhe verschiedene Werte. In manchen Fällen rechnet man zweckmäßiger mit den Werten b_0 und h_0 unmittelbar sowie mit nb als einer Größe. Mit ihnen lauten Gl. (3) und (3'):

$$(3a) \quad nb = \frac{\left(1 - \frac{h_0}{h}\right) b - b_0}{\frac{b h}{b_0 h_0} + 3 - \frac{h_0}{h}}$$

$$(3a') \quad nb = \frac{\left(1 - \frac{h_0}{h}\right) b - b_0}{\frac{\gamma b h}{\gamma' b_0 h_0} + 3 - \frac{h_0}{h}}$$

Gl. (4) lautet mit den Werten b_0 und h_0 in anderer Anordnung:

$$(4a) \quad h(\gamma - m) b^2 + \gamma' b_0 h_0 \left(2 - \frac{h_0}{h}\right) b - (\gamma - 2) h n b b - \gamma' b_0 h_0 \left(3 - \frac{h_0}{h}\right) nb - h(nb)^2 - \gamma' b_0^2 h_0 - h^3 = 0$$

Auch hier muß man für b zunächst einen Näherungswert in die Formeln für die Stauwandneigung einführen, wobei als Anhalt das rechtwinklige Grunddreieck mit $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - m}}$ dienen kann⁹⁾. Wiederholt

man mit dem für b aus Gl. (4a) gefundenen schärferen Näherungswert die Rechnung, so erhält man die genauen Abmessungen von b und nb . Will man ein glattes Maß für die Stauwandneigung, z. B. 1:0,02, verwenden — das größer sein muß, als das durch Gl. (3a) gegebene Mindestmaß — so ist nur der entsprechende Wert von nb in Gl. (4a) einzusetzen.

Zahlenbeispiel: Mit $\gamma = 2,35 \text{ t/m}^3$, $\gamma' = \frac{3}{4} \cdot \gamma$, $b_0 = 5,0 \text{ m}$ und $h_0 = 10,0 \text{ m}$ erhält man für eine 50 m hohe Mauer ($h = 50 \text{ m}$) nach Gl. (1) u. (2) $nb = 1,54 \text{ m}$, $b = 35,65 \text{ m}$. Mit $m = 0,4$ liefern Gl. (3) u. (4) oder (3a) u. (4a) $nb = 0,61 \text{ m}$ und $b = 35,15 \text{ m}$. Gleiche Sohlenbreiten wie bei der Rechnungsweise nach Gl. (1) u. (2) erhält man für $m = 0,46$. Der Gleichwert ändert sich ein wenig mit dem Raumgewicht. Z. B. beträgt er bei $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$ 0,475 und bei $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ 0,445.

Da nach den amtlichen Vorschriften je nach der Felsgüte mit $m = 0,2$ bis 0,4 gerechnet werden darf, führt diese Bemessungsregel zu etwas schlankeren Querschnitten. Aus dem Vergleich ist weiter zu entnehmen, daß auch besonders vorsichtige Ingenieure in der Wahl von m nicht über $m = 0,5$ hinauszugehen brauchen.

Die Gl. (3a) u. (4a) können leicht für verschiedene Sonderfälle erweitert werden. Bisher ist der höchste Wasserstand bis zur Mauerkrone reichend angenommen worden, wie es aus Vorsichtsgründen meist geschieht. Biswellen begnügt man sich in der statischen Berechnung für das Hauptdreieck mit einem Zuschlag zur Stauhöhe gleich der Überlaufstrahlendicke beim größten Hochwasser, gegebenenfalls vermehrt um ein weiteres Maß für Wellenschlag, und nimmt die Mauerkrone mehr oder minder hoch darüber an. Nach Abb. 2 ist dann über dem Kronendreieck noch ein Rechteck mit der Höhe h' zu berücksichtigen. In der Ableitung der Gleichung für b kommen hinzu

$$\text{zu } \Sigma V: \gamma' b_0 h'; \quad \text{zu } \Sigma M: \gamma' b_0 h' \left(b - nb - \frac{b_0}{2}\right)$$

und daraus als zusätzliche Glieder auf der linken Seite der Gl. (4a):

$$+ 4 \gamma' b_0 h' b - \gamma' b_0 h' (6nb + 3b_0).$$

Gewichtstau Mauern erhalten heute je nach ihrer Höhe einen oder mehrere Besichtigungsgänge. Der unterste wird oft verhältnismäßig groß bemessen, damit man von ihm aus etwa erforderliche Nachdichtungen des Untergrundes mittels Zementeinpressungen vornehmen kann. Solche

⁹⁾ a. a. O. S. 46, Gl. (26) (dort ist statt $m \beta$ gesetzt).

Querschnittschwächungen müssen in der statischen Berechnung berücksichtigt werden. Dies geschieht, indem man die Verminderung des Querschnitts als negatives Gewicht in die Formel für b einbezieht. Bezeichnet F die Fläche des Prüfganges, s den Abstand seiner Mittel- oder Schwerlinie vom wassersseitigen Mauerfuß, so treten zur linken Seite der Gl. (4a) folgende Glieder hinzu:

$$- 4 \gamma F b + 6 \gamma F s.$$

In gleicher Weise kann man auch mehrere Besichtigungsgänge und andere Querschnittschwächungen, z. B. Prüfschächte, Entwässerungsebenen oder Stollen, berücksichtigen, ebenso das höhere Raumgewicht einer Vorsatzbetonschicht oder einer Bruchsteinverblendung. Für den letzteren Fall gilt, wenn γ_v das Raumgewicht der Vorsatzschicht, v_o und v_u ihre obere und untere Breite bezeichnen,

$$+ 4(\gamma_v - \gamma) \frac{v_o + v_u}{2} \cdot h b - 6(\gamma_v - \gamma) \frac{v_o + v_u}{2} \cdot h s.$$

Hierin ist

$$s = \frac{(2 v_o + v_u)(2 v_o + v_u + nb)}{3(v_o + v_u)} - v_o.$$

Die Fläche des Kronendreiecks fällt bei niedrigen und hohen Mauern sehr verschieden ins Gewicht. Bei einer 50 m hohen Mauer mit der Sohlenbreite $b = 0,72 h$ macht ein Kronendreieck von 25 m² Fläche 2,7% des Gesamtquerschnitts aus, bei einer 20 m hohen Mauer dagegen 14,7%. Noch größer wird dieser Einfluß natürlich bei einer besonders breiten Mauerkrone. Bei neu zu errichtenden Stau Mauern ist es zu empfehlen, die Kronenbreite größer zu wählen, als es früher im allgemeinen üblich war. Dafür sprechen Rücksichten auf den Verkehr; außerdem läßt heute die Möglichkeit von Fliegerangriffen auf eine Talsperre eine genügend kräftige Mauerkrone erwünscht erscheinen.

Ein großes Kronendreieck erfordert allerdings einen gewissen Mehraufwand an Mauermasse. Verbreitert man z. B. die Krone von 5 auf 8 m, wobei das aufgelöste Kronendreieck um rd 30 m² vergrößert wird, so wächst der erforderliche Gesamtquerschnitt bei einer 20 m hohen Mauer um 24 m², bei einer 50 m hohen um 9 m² und bei einer 80 m hohen Mauer um 5 m². Der Mehrbedarf ist also, gemessen an der gesamten Mauermasse, bei hohen Mauern gering; nur bei langen und verhältnismäßig niedrigen Mauern wirkt er fühlbar verteuern. Um einen möglichst sparsamen Querschnitt zu erhalten, kann man, falls der Verkehrsweg eine größere Breite erfordert, als sie aus andern Gründen zweckmäßig erscheint, die Mehrbreite durch Auskraggriffe gewinnen. Ebenso ist ein aufgelöstes Kronendreieck statisch vorteilhaft.

Wenn man, wie es bisher die Regel war, Stauwandneigung und Sohlenbreite für den höchsten Mauerquerschnitt berechnet und dann die ganze Mauer mit den gleichen wasser- und luftseitigen Neigungen, z. B. 1:0,02 und 1:0,70 ausführt, so ergibt sich infolge des zunehmenden Einflusses des Kronendreiecks eine Überbemessung in den Hangstrecken. Um die nach den Belastungsannahmen zulässige Mindestmasse der ganzen Mauer zu erhalten, muß man für verschiedene Höhen den zugehörigen Mauerquerschnitt berechnen. Man wird dabei im Entwurf vielleicht von 5 zu 5 m Höhe die Abmessungen listenmäßig feststellen, bei der Ausführung jedoch die an den Haupt- oder Blockfugen vorhandene Höhe wählen. Es ergeben sich dann zwischen den einzelnen Hauptfugen schwach windschiefe Flächen, die jedoch weder störend auffallen noch die Herstellung erschweren. Bestimmt man jedesmal die zusammengehörigen Werte von nb und b , so erhält man windschiefe Flächen sowohl luft- als auch wassersseitig. Bei der steilgeneigten Wasserseite ist jedoch die Änderung gering und die Auswirkung auf den Bedarf an Mauermasse unbedeutend. Man wählt daher einfacher eine gleichbleibende Neigung für die ganze wassersseitige Mauerfläche und ändert nur die luftseitige Neigung. Nach diesen Gesichtspunkten ist z. B. die Stauwand der Bell-Isker-Talsperre in Bulgarien⁷⁾ gestaltet worden.

Die Stauwand kann nach der Rechnung bis zu einer gewissen Mauerhöhe senkrecht bleiben. Diese Höhe findet man aus Gl. (3) mit $1 - p - k = 0$ zu $h = \frac{b_0}{\beta} + h_0$, worin $\beta = \frac{b}{h}$. Die Neigung der Stauwand nimmt zunächst mit wachsender Mauerhöhe bis zu einem Höchstwert zu und dann wieder ab. Die zugehörige Mauerhöhe ist um so größer, je größer das Kronendreieck ist. Soll also eine einheitliche Stauwandneigung für die ganze Mauer gewählt werden, so ist darauf zu achten, daß diese größte Neigung ermittelt wird. Eine Neigung 1:0,02 oder 1:0,025 reicht in den meisten Fällen aus.

Gl. (3) u. (4) oder (3a) u. (4a) ergeben für die größten Kantenpressungen bei vollem und bei leerem Becken verschiedene Werte, und zwar ist die wassersseitige Kantenpressung nicht unwesentlich größer. Der Unterschied wird noch stärker, wenn der tatsächliche Sohlenwasserdruck kleiner bleibt, als angenommen ist. Meist wird ein solcher Unterschied in den Kantenpressungen ohne Bedeutung sein. Es gibt aber Fälle, wo

⁷⁾ Deutsche Wasserwirtschaft 1937, Heft 1, S. 10.

es erwünscht ist, die Pressung am wasserseitigen Mauerfuß gering zu halten, z. B. wenn die Mauer auf einem zum Becken abfallenden Felsriegel steht, wie es bei den Stauwauern des Spullersee der Fall ist. Durch stärkere Neigung der Wasserseite kann die Pressung ermäßigt werden. Deshalb soll im folgenden festgestellt werden, bei welcher Neigung die beiderseitigen Kantenpressungen gleich werden. Dabei geht die Schlußkraft bei vollem Becken durch den luftseitigen Kernpunkt, dagegen bleibt sie für leeres Becken um ein gewisses Maß innerhalb des Kerns.

Es ist

$$r = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{b}{3} \quad \sigma_l = \frac{2 \Sigma V}{b}$$

$$\Sigma V_v = \frac{bh}{2} (\gamma + \gamma'pk + n - m)$$

$$(5) \quad \sigma_l = h(\gamma + \gamma'pk + n - m)$$

$$(6) \quad \sigma_w = \frac{\Sigma V_l}{b} \left(1 + \frac{6c}{b}\right) = h[\gamma(1-n) + \gamma'pk(2-3n-k+kn-p)].$$

Wenn die Randspannungen gleich sein sollen, muß sein:

$$\gamma + \gamma'pk + n - m = \gamma(1-n) + \gamma'pk(2-3n-k+kn-p)$$

Daraus folgt

$$(7) \quad n = \frac{\gamma'pk(1-p-k) + m}{1 + \gamma + \gamma'pk(3-k)}$$

Für das schon behandelte Zahlenbeispiel mit $n = 0,0173$ und $b = 35,15$ m ist $\sigma_l = 10,08$ kg/cm², $\sigma_w = 11,95$ kg/cm² oder 18% größer. Gleiche Kantenpressungen erhält man für $n = 0,124$. Dann ist $b = 35,72$ m erforderlich. $\sigma_w = \sigma_l$ wird 10,62 kg/cm². Während also der Querschnitt sich um nur 1,6% vergrößert, ermäßigt sich die größte Kantenpressung um rd. 11%. Die Mauerneigung beträgt dabei 1:0,0885. Will man eine so starke Neigung vermeiden, so steht als wirksames Mittel zur Verminderung der wasserseitigen Kantenpressung noch die Anordnung eines wasserseitigen Fußdreiecks zur Verfügung.

Die letzte Untersuchung berührt eine Frage, die in neuerer Zeit im Fachschrifttum verschiedentlich behandelt worden ist, nämlich ob und wie weit eine Schrägstellung der Stauwand überhaupt zweckmäßig ist.

Die Forderung, daß bei leerem Becken Zugspannungen infolge der aufgesetzten Krone an der Luftseite vermieden werden sollen, hat nur geringe praktische Bedeutung. Es ist zweifelhaft, auch wegen der Wirkung der Baugrundverformung, ob bei steller Wasserseite nach der Trapezregel errechnete Zugspannungen überhaupt auftreten, zum andern sind sie nach Lage und Größe bedeutungslos. Es wird daher öfter gefordert, man solle die Wasserseite senkrecht stellen, weil man so den sparsamsten Mauerquerschnitt oder das höchste Maß von Sicherheit erhalte. Aus den deutschen Talsperrenbestimmungen ist jedoch, da die Trapezregel die Grundlage für die Mauerbemessung bildet, zu folgern, daß Zugspannungen infolge des Kronendreiecks vermieden werden sollen. Man wählt heute in Deutschland überwiegend die wasserseitige Neigung 1:0,02, die diese Forderung gerade erfüllt.

Im übrigen hat aber eine Neigung der Stauwand noch andere Vorteile, die in diesem Zusammenhang erwähnt seien. Wie oben dargelegt wurde, werden durch die Schrägstellung die größten luft- und wasserseitigen Kantenpressungen einander angeglichen. Zur Verbesserung der Gleitsicherheit wird angestrebt, die Baugrubensohle nach Möglichkeit zur Luftseite ansteigen zu lassen. Eine solche leichte Neigung kommt daher in vielen Baugruben streckenweise vor. Bei geeigneter Sohle können bei leerem Becken am luftseitigen Fuß Zugspannungen auftreten, die durch eine etwas stärkere Schrägstellung der Stauwand vermieden werden. Bei schräger Wasserseite wird ferner in einfacher Weise die Forderung erfüllt, daß der Abstand zwischen Stauwand und Mauerentwässerung stets so groß sein soll, daß keine nachteilige Steigerung der Sickergeschwindigkeit und -menge auftritt. Man erhält bei einer aus Herstellungsgründen erwünschten senkrechten Entwässerungsebene günstigere Verhältnisse. Wird eine Betonmauer mit einem wasserseitigen Schutzmantel aus Bruchsteinmauerwerk versehen, so lehnt sich der Mantel bei geneigter Stauwand mit einem Teil seines Gewichts an diese an.

Der unbedeutende Mehraufwand an Mauermaße, den eine mäßige Neigung der Wasserseite verursacht, wird durch diese Vorteile mindestens ausgeglichen. In dem obenerwähnten Beispiel ist für die Stauwandneigung 1:0,02 $b = 35,20$ m, für 1:0,03 35,27 m und für 1:0,05 erst 35,42 m; gegenüber der senkrechten Mauer beträgt die Mehrbreite nur 1%. In anderen Ländern sind daher stärkere Neigungen als 1:0,02 häufig, z. B. kann die Neigung 1:0,05 als Regel für die zahlreichen italienischen Stauwauern gelten.

Vermischtes.

Wiederaufbau in Lothringen und Norwegen. Aus der Zeitschrift Baumarkt entnehmen wir, daß in Lothringen durch die Arbeit der Organisation Todt bereits zwei Hauptisenbahnlagen wieder in Betrieb genommen und sämtliche wichtigen Straßen wieder hergestellt sind. Die Entsumpfung der ersoffenen Gruben ist vorbereitet, die Arbeiten an den Erzminen sind wieder im Gange. — In Norwegen sind für den Wiederaufbau der kriegsbeschädigten Gebiete Baupläne aufgestellt für die Städte Andalsnes, Bodø, Kristiansund, Molde, Namsos, Narvik und Steinkjer. Es sollen Holzbauten in großem Umfange errichtet werden, die Straßen und Hafenanlagen werden instandgesetzt und erweitert. Deutsche Pioniere und der Reichsarbeitsdienst haben mit dem Bau einer Landstraße von Oslo nach Narvik begonnen. Die Hafeneinfahrt in Halden wird erweitert, die Arbeiten sind im Gange. In Hammerfest soll ein Elektrizitätswerk gebaut werden, in Egersund ein Kühlhaus. Die Regelung des Naavannflusses bei Kristiansund soll zu Ende geführt werden.

Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft. Die diesjährige Hauptversammlung findet am 25. Oktober in Berlin im Hotel Esplanade statt. Die Tagesordnung wird noch bekanntgegeben.

Deutsche Technische Hochschule Brünn. Dem Dozenten Dr. Hugo Kasper ist unter Ernennung zum außerordentlichen Professor der Lehrstuhl für Vermessungswesen II übertragen worden.

Die bergschadensichere Gründung eines Gebäudes. Das im Bergbau-Senkungsgebiet der Saar errichtete Reichspostgebäude in Qulerschied a. d. Saar ist nach einem neuartigen Verfahren gegründet worden, das dem Gebäude die schädlichen Einflüsse der Bodensenkungen fernhalten soll. Der Grundgedanke dieser von Hellbrück angegebenen Bauweise, die Deutsches Reichspatent ist, besteht darin, daß das in sich steife Gebäude auf eine größere Anzahl von Grundpfellern aufgesetzt wird, die in der Höhe nachstellbar sind und waagerechten Verschiebungen des Gebäudes nur die Reibung in den Auflagern zwischen Pfeilern und Gebäude entgegensetzen.

Das Reichspostgebäude mußte auf einem Grundstück errichtet werden, das als stark bergschadengefährdet bekannt war. Alle umliegenden Bauten zeigten schwere Bergschäden, denen keine noch so starke Sicherung zu begegnen vermochte. An einem der benachbarten Gebäude waren meterlange, handbreite Risse im Mauerwerk zu beobachten. Durch die Baugrube für den Neubau zog sich — deutlich erkennbar — die Einschnürung zu einer Spalte.

Die Grundpfeller (Abb. 1) wurden in einer solchen Anzahl vorgesehen, daß der größte Druck für einen Pfeiler 35 t nicht überschritt. Diese Zahl

ergab sich aus der Tragfähigkeit der im Handel erhältlichen Spindeln. Der hierdurch bedingte Pfeilerabstand ergab überdies die wirtschaftlichste Lösung für den steifen oberen Gebäudeteil.

Die Pfeiler wurden in Stampfbeton hergestellt. Die inneren und äußeren Kellermauern wurden als Füllmauerwerk zwischen den Pfeilern in billigster Weise ausgeführt, weil man mit ihrer Zerstörung von vornherein rechnete. Sie sind durch mehrere Zentimeter dicke nachgiebige Schichten von der Kellerdecke getrennt, damit sie auf diese keine Kräfte übertragen können.

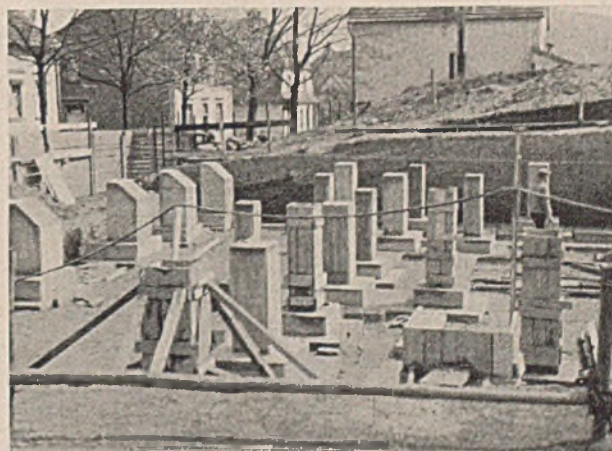


Abb. 1. Gründungspfeiler.

Die Kellerdecke ist der unterste waagerechte Verband des steifen Gebäudegerippes (Abb. 2). Dieses setzt sich aus in drei zueinander senkrechten Ebenen liegenden Rahmen zusammen (Abb. 3). Der statischen Berechnung liegen die für den Hochbau üblichen Annahmen zugrunde, außerdem war die Bedingung zu erfüllen, daß die Festigkeit und Standsicherheit des Bauwerks durch den Ausfall einzelner Stützen oder auch Stützenreihen nicht gefährdet werden durfte.

Als Baustoff für das Gerippe wurde Stahl genommen. Die Träger der Kellerdecke wurden zur Erzielung einer erhöhten Sicherheit gegen-

über Luftangriffen schräg zu den Trägern der übrigen Geschoßdecken angeordnet (Abb. 2 u. 4) und im übrigen reichlich bemessen. Auf sorgfältige Ausführung aller Knotenpunkte und Aussteifungen wurde größter Wert gelegt. Auch wurden die Geschoßdecken zwischen den Stahlträgern betoniert.

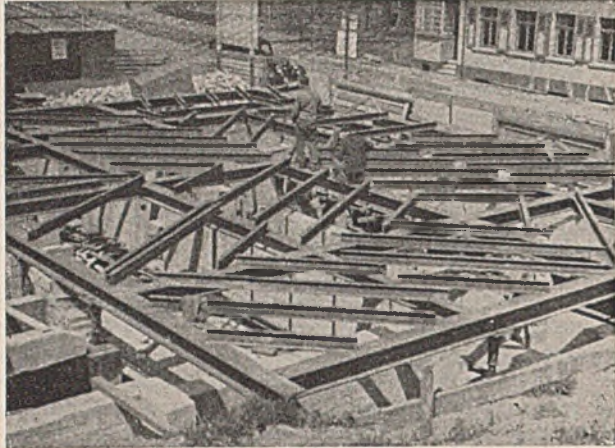


Abb. 2. Trägergerippe der Kellerdecke, mit Spindeln auf den Gründungspfeilern ruhend. Zwischen diesen sind die Kellermauern gezogen.

Um eine Übertragung der elastischen Formänderungen des Gerippes auf das Mauerwerk zu vermeiden, wurde die Ausmauerung mit Formsteinen so ausgeführt, daß alle Stahlteile des steifen Tragwerkes von einem Luftmantel umgeben sind. Abgedeckt wurde das Gebäude durch ein Schieferdach auf hölzernem Dachstuhl üblicher Bauart (Abb. 5).

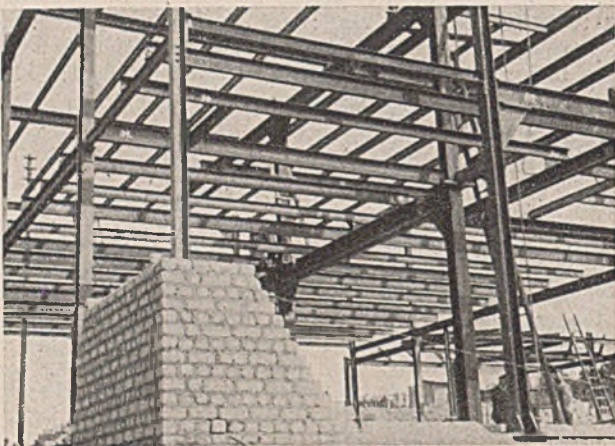


Abb. 3. Stahlrahmen des Gebäudes.

Das ganze Gebäude ist auf die Grundpfeller mit Ratschenwinden handelsüblicher Form aufgestellt. Die Winden hängen mit dem Fuß an der Kellerdecke und sind fest mit ihr verbunden. Der Kopf der Winden ruht auf den Pfeilern.

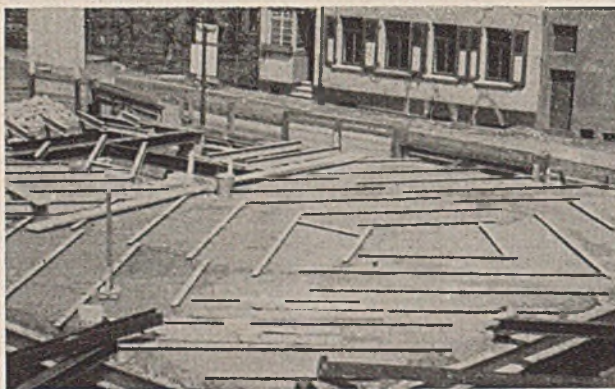


Abb. 4. Kellerdecke während der Betonierung. Man beachte die Bergschäden an dem Hause im Hintergrunde.

Die beiden zu den Erdgeschoßräumen führenden Außentreppen sind an der Kellerdecke gelenkig angeschlossen. Zur Wahrung der Treppenneigung sind die Enden der Wangenträger ebenfalls auf Winden gelagert. Bei der inneren Kellertreppe, die in Holz ausgeführt ist, wurde auf die Verstellmöglichkeit verzichtet.

Da die unter der Kellerdecke liegenden Räume und Mauern nicht bergschadensicher sind, sind alle Versorgungsleitungen, der Heizungskessel und der Schornsteinfuchs an ihr aufgehängt. Der Anschluß der Versorgungsleitungen nach außen wurde durch allseitig bewegliche Zwischenstücke gegen Schäden gesichert.



Abb. 5. Das fertige Gebäude.

Der Größe und Bedeutung des Gebäudes entsprechend wurde eine ebenfalls patentamtlich geschützte elektrische Anzeigevorrichtung eingebaut, die selbsttätig die Bewegung jedes einzelnen Grundpfellers überwacht und meldet. Dadurch wird die Wartung der Gründung erheblich vereinfacht. Die Bauausführung hatte die Sicherheitsbau Hellbrück K.-G. in Saarbrücken.

Das Gebäude ist seit über einem Jahr fertig und in Benutzung. Schon während der Bauzeit war ein Nachstellen einzelner Winden erforderlich. Nach der Abnahme durch die Reichspost, die die sehr einfache Wartung der Sicherungsanlage mit übernommen hat, sprach die Anzeigevorrichtung verschiedentlich an. Im Kellerfußboden und im Kellermauerwerk zeigten sich bereits Risse. Die nicht mitgescherte, an das Gebäude angeschlossene Hofmauer riß an der Anschlußstelle ab, und wich um etwa 3 cm seitlich und etwa 2 cm aus der Lotrechten. Baugrundbewegungen unter dem Gebäude sind somit einwandfrei erwiesen.

An den dem Reichspostbau benachbarten Häusern schritten die Zerstörungen während dieses Zeitraumes in starkem Maße fort. Dagegen haben sich an den über der Kellerdecke gelegenen Teilen des Reichspostgebäudes keinerlei Schäden gezeigt. Selbst die bei Schwemmsteinen unvermeidlichen und unverkennbaren Setzrisse traten nur in auffallend geringem Umfange auf. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Mauern nur in viel geringerem Maße als gewöhnlich zur Lastaufnahme herangezogen wurden.

Die Bergsicherheit des Bauwerkes ist also erwiesen, wie dies bei dem einfachen Grundgedanken der Sicherung erwartet werden konnte. Die Mehrkosten der Gründung sind gegenüber der üblichen Ausführung so gering, daß ihre Aufwendung sich dank der erreichten größeren Sicherheit und der dadurch herabgeminderten Unterhaltungskosten unbedingt lohnt. Die Bauweise ist übrigens nicht an den Baustoff Stahl gebunden, sie kann ebenso in Eisenbeton oder Holz durchgeführt werden.

Dipl.-Ing. H. J. Seckt, Magdeburg.

Mängel bei der Ausführung von Grundwasserabdichtungen. Im Zuge eines größeren Bauvorhabens wurden zwei fünfstöckige Lagergebäude für je 2500 t nutzbaren Lagerraum errichtet. Die Gebäude liegen in einem von steilen Hängen umschlossenen, nur gegen Osten sich öffnenden Tal. Der Baugrund besteht aus diluvialen Ablagerungen, in der Hauptsache Lehm und Geschiebe mit zwischengelagerten schwachen Kiestreifen. Der Boden ist stark wasserhaltig, die in ihm auftretenden Kieslagen wirken wie Entwässerungsrohre. Das Schichtwasser zieht im allgemeinen von den umschließenden Höhenrücken zu dem im Tale fließenden Bachlauf. Verschiedentlich tritt in den angeschnittenen Schichten das Wasser in Quellen zutage.

Da die Lagergebäude unmittelbar entlang einem Berghange gebaut werden mußten, sie somit dem Hangwasser stark ausgesetzt sind, mußten sie gegen das Grundwasser entsprechend abgedichtet werden. Hierfür wurde eine allseits dichte Wanne gewählt (Abb. 1).

Auf einen 10 cm dicken, abgeglichenen und völlig trockenen Unterbeton wurden auf einen Heißbitumenanstrich zwei Lagen eines bewährten 3 mm dicken bituminierten Jutegewebes aufgeklebt, die Gruben der Becherwerke und Aufzüge wurden mit drei Lagen gesichert. Die Dichtungsbahnen selbst erhielten wiederum einen 2 mm dicken durchgehenden Bitumenheißanstrich; die Stöße wurden 10 cm breit überdeckt und die Kanten und Ecken ausgerundet. Über die Dichtung kam eine 5 cm dicke Betonschutzschicht und hierauf die kreuzweis bewehrte Bodenplatte des Bauwerkes. Die senkrechte Dichtung wurde zwischen einem äußeren und inneren Schutzmauerwerk aus 12 cm dicken Klinkermauern in gleicher Weise ausgeführt. Am oberen Abschluß wurden die Dichtungsbahnen an die Kellerwand herangezogen und mit einer Betonplatte abgedeckt.

Die Zeit der Ausführung fiel in den Spätsommer 1939 bei durchweg gutem Wetter. Um einwandfreie Arbeitsbedingungen zu schaffen, wurde der Auftrag an einen zuverlässigen Unternehmer erteilt, und die Arbeiten wurden sorgfältig überwacht. Um der Baugrube das Tagwasser fernzuhalten, wurde für die Dauer der Dichtungsarbeiten ein Schutzdach aufgestellt, ferner wurden gut ausgebildete Entwässerungsstränge zur Ableitung des Grundwassers angelegt.

Bald nach Fertigstellung der Arbeiten zeigten sich in den Kellern beider Gebäude Wasseransammlungen, von denen man anfänglich annahm, daß sie durch Betonanmach- oder Tagwasser entstanden seien. Der Wasserandrang verstärkte sich jedoch immer mehr; zuletzt mußte die Becherwerksgrube, die 10 m³ Inhalt hatte, täglich leerpumpt werden. Die Dichtung war also beschädigt. Im Gebäudeinnern zeigten sich neben starker Durchfeuchtung der Kellersohlen auch zahlreiche, zum Teil feuchte Fließspuren an den Wänden. Zur Feststellung der Ursachen wurde nunmehr an verschiedenen Stellen die Wanne freigelegt und das äußere Schutzmauerwerk vorsichtig abgebrochen. An einer der Aufbruchstellen wurde ein auf 80 cm Breite klaffender Stoß aufgefunden, wobei durch Versuche mit gefärbtem Wasser einwandfrei nachgewiesen werden konnte, daß es sich hier um eine der Wassereintrittsstellen handelte. An einer anderen freigelegten Stelle wurde eine Ausbeulung der Dichtungsbahnen von beträchtlichem Ausmaß beobachtet. Als sie geöffnet wurde, zeigte sich, daß sie mit Wasser gefüllt war. Alle Stöße und Überlappungen wurden nun genau untersucht; es fanden sich an ihnen Öffnungen, durch die wahrscheinlich ebenfalls Wasser eindringen konnte. Die Dichtungsschicht selbst war ohne Mängel, das Klebemittel war an der Sonnenseite weich und ließ sich zu dünnen Fäden ausziehen, im Schatten war es fester; in dünnen Blättchen brach es erst bei vollständigem Zusammenbiegen. Das Grundwasser wurde untersucht und frei von jeglichen betonschädlichen Bestandteilen befunden. Auch waren Gebäudesetzungen nicht zu beobachten.

Wie erwähnt drang bereits bald nach Beendigung der Dichtungsarbeiten Wasser in die Gebäude ein; der Wasserandrang selbst nahm hierbei langsam zu. Das dürfte damit zu erklären sein, daß die Hohlräume in der Dichtung sich erst mit Wasser sättigten, bis der Druck voll zur Auswirkung kam, unter dessen Einfluß die Eingangsstellen sich dann ausweiteten. Die Undichtigkeit der Wanne findet also ihre Erklärung in Fehlern, die bei der Ausführung der Dichtungsarbeiten gemacht sind. Auch in diesem Falle ist nicht genügend beachtet worden, daß bei bindigen, undurchlässigen Bodenarten außer der Wannendichtung unbedingt eine Entwässerungsleitung mit Steinpackung und vorgesetzter Kiesfilterschicht angeordnet werden muß. Auch ist das äußere Schutzmauerwerk wasserabweisend zu verputzen, um einerseits eine Durchnässung des Mauerwerks durch seitlich aufgespeichertes Wasser und damit Frost- einwirkungen hintanzuhalten und um andererseits nicht den vollen Wasserdruck auf die Dichtung wirken zu lassen.

Nach der von der Deutschen Reichsbahn herausgegebenen „Vorläufigen Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB)“, § 4 C, soll „der Trog in die Umgrenzung des Bauwerkes einbezogen“, das Gewicht der Tragmauern also auch auf das Schutzmauerwerk der Dichtung übertragen werden, damit bei Gebäudesetzungen ein Abreißen der Schutzmauer und damit eine Zerstörung der Dichtung verhindert wird. Es war daher grundsätzlich verfehlt, die Wanne als einen selbstständigen, vom eigentlichen Bauwerk unabhängigen Bauteil auszubilden, abgesehen davon, daß auch die Mauerstärke mit 1/2 Stein bei der ausgeführten Höhe der Wand als zu schwach bezeichnet werden muß. Überdies läßt Abb. 2 erkennen, daß die Schutzmauer auch vorzeitig hinterfüllt und dadurch verschoben worden war, schon ehe man mit dem Betonieren der Tragwand begonnen hatte.

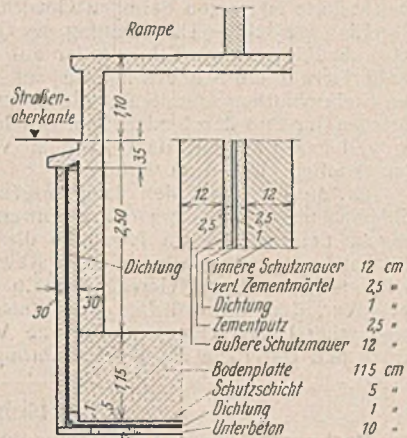


Abb. 1.

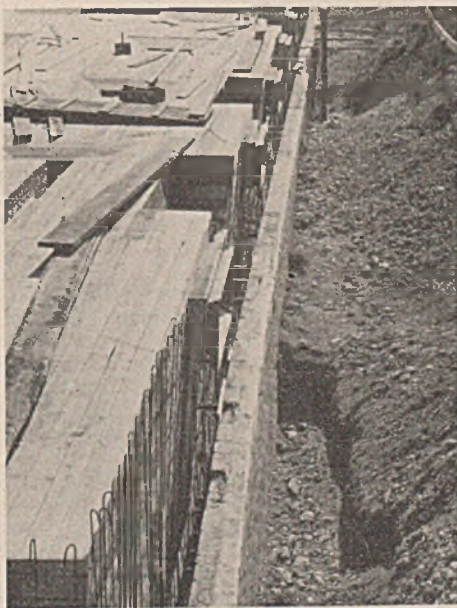


Abb. 2.

Friedl Reichenberger.

Bücherschau.

Stiegler, Fr.: Statik, leicht verständlich dargestellt. IV. Teil: Fortbildungsband. 2. erw. Aufl., IV, 96 S. mit 99 Abb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geb. 2,80 RM.

Seit langen Jahren haben sich die drei ersten Teile dieses Statiklehrbuches, die bereits in hoher Auflage vorliegen, als vortreffliches Hilfsmittel für Lehre und Anwendung im Aufgabenkreis des Fachschultechnikers bewährt. Auch der vierte Teil hat sich in kurzer Zeit die gleiche Anerkennung errungen. Er behandelt die Einflußlinien, die Gelenk- und durchlaufenden Träger, den Dreigelenkbogen, den Eisenbeton-Zweigelenkrahmen, die verdübelten Balken und die Stegblechträger. Das Büchlein verdankt seine Entstehung Abendvorträgen, die der Verfasser vor jungen Ingenieuren zur Ergänzung ihrer auf den Staatsbauschulen erworbenen Statikkennnisse gehalten hat. Es ist leicht verständlich geschrieben, vermeidet alle Weitschweifigkeit und kann jedem, der die Fachschule durchlaufen hat, vom Willen zur Leistungssteigerung beseelt und auf eigenes Lernen angewiesen ist, und darüber hinaus auch manchem Hochschulstudenten zur ersten Einführung in die genannten Abschnitte der Statik durchaus empfohlen werden.

Fonrobert VDI.

Schellewald, E., Dr.-Ing. ehr.: Die Montage von Stahlbauten. IV, 113 S. mit 106 Textabb. Berlin 1938, Jul. Springer. Preis geh. 16,80 RM, geb. 18,60 RM.

Die Aufstellung (Montage) der Stahlbauten ist ebenso wie ihre bauliche Durchbildung ein besonderes Wissensgebiet. Beide stehen aber in Beziehung zueinander; die bauliche Durchbildung der Stahlbauten ist vielfach abhängig von der Wahl der späteren Aufstellung und umgekehrt die letztere von der baulichen Durchbildung. In den meisten Fällen ist es erforderlich, daß sich die Entwurfs- und die Ausführungsabteilung von vornherein über die Art der Aufstellung verständigen. Der Stahlbauingenieur muß daher beide Wissensgebiete beherrschen.

Das Schrifttum über die Aufstellung der Stahlbauten ist nicht reichhaltig. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß ein so erfahrener und allgemein anerkannter Stahlbauingenieur wie Dr.-Ing. ehr. Schellewald ein Buch über die Aufstellung von Stahlbauten geschrieben hat.

Das Buch umfaßt nur 113 Seiten, kann daher das große Gebiet der Aufstellung der Stahlbauten nicht in allen Einzelheiten erschöpfend behandeln; es bringt aber in ausgezeichneter Darstellung eine gute Übersicht und überall das Grundsätzliche der Einrichtungen und Arten der Aufstellung.

Nach einer allgemeinen einleitenden Betrachtung folgt ein Abschnitt über Baustellenausrüstung, Werkzeuge, Maschinen, Kraftanlagen, Preßluftbetrieb, Schweißmaschinen und über die wichtigsten Hebezeuge des Stahlbaues. Es werden dann die verschiedenen Aufstellungsarten und die dafür zweckmäßigen Gerüste bei Fachwerkbrücken, bei Blechträgerbrücken und bei Hochbauten behandelt. Den Schluß des Buches bildet eine Betrachtung über Baustellenkosten.

Das Buch ist eine wertvolle Bereicherung des Schrifttums über Stahlbauten. Seine weite Verbreitung unter den Stahlbauanstalten und den Behörden, die mit der Aufstellung von Stahlbauten zu tun haben, ist ein dringendes Bedürfnis.

Schaper.

Teschner, Wilhelm, Dr.-Ing., Oberregierungs- und -baurat: Abwasser-Hauskläranlagen und Siedlungsabwasser-Verwertung. 3. neubearb. Aufl., VIII, 148 S. mit 97 Textabb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geb. 6,80 RM.

Das Büchlein umfaßt drei Teile. Im ersten kurzen Teil werden die für die Abwasserklärung und -reinigung angewendeten Verfahren allgemein geschildert. Der zweite Teil enthält die amtlichen Bestimmungen über Entwurf und Bemessung von Abwasser-Hauskläranlagen, um den Beteiligten, die nicht über Sonderkenntnisse auf dem Fachgebiete der Abwassertechnik verfügen, die Feststellung zu ermöglichen, inwieweit angebotene Hauskläranlagen den Richtlinien entsprechen. Aus Raumgründen konnten nur die preußischen und bayrischen Richtlinien im Wortlaut gebracht werden, während die Bestimmungen der anderen Länder nur auszugsweise wiedergegeben sind. Im dritten und umfangreichsten Teil sind die einzelnen Bauweisen der Abwasser-Hauskläranlagen beschrieben, wobei im Hinblick auf die Bestrebungen, an Stelle der Besetzung und Vernichtung des Abwassers die Abwasser-Verwertung zu setzen, auch diese Fragen im Buch behandelt werden.

In den Einleitungen zu den amtlichen Richtlinien für die Beurteilung und Zulassung von Hausklärgruben und Grundstückskläranlagen heißt es u. a. „Der Einbau von Hauskläranlagen soll auf einzelne Anwesen beschränkt werden, die außerhalb geschlossener Ortschaften und Städte liegen und für welche der Anschluß an ein gemeindliches Entwässerungsnetz mit Sammelreinigungsanlage dauernd oder auf absehbare Zeit aus besonderen örtlichen Gründen nicht möglich ist.“ Auf diese Vorbedingung soll auch bei dieser Buchbesprechung nochmals nachdrücklich hingewiesen werden, denn die Praxis zeigt, daß besonders in Architektenkreisen die Neigung zum Bau von Hauskläranlagen auch in geschlossenen Siedlungen immer noch zu groß ist. Es wird nicht genügend beachtet, daß in Wohnsiedlungen — von seltenen Ausnahmen abgesehen — die einheitliche Abwasserbeseitigung sowohl vom Standpunkt der öffentlichen Gesundheitspflege als auch in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht allen anderen Lösungen überlegen ist. Für alle Fälle, in denen die Errichtung von Hauskläranlagen wirklich unvermeidlich ist, gibt das in der 3. Auflage auf fast 150 Seiten angeschwollene Büchlein in seiner klaren Gliederung und mit seinen guten Abbildungen einen wertvollen Überblick über den derzeitigen Stand der Technik der Hauskläranlagen.

Dr.-Ing. Prüß.

Ke-Chieh-Cheng, Dr.-Ing.: Der Löß als Deichbaustoff unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Hwangho-Gebiet. Mitteilungen der Preuß. Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau, Heft 38, 57 S. mit 61 Abb. Berlin 1940, Eigenverlag der Versuchsanstalt. Preis geh. 2 RM.

Nach einer Begriffserklärung über Entstehung und Vorkommen des Lößes mit Beifügung einer Karte des Lößgebiets in China und unter Hinweis auf die Ergebnisse verschiedener bereits von anderen Forschern ausgeführter Untersuchungen besonders in China, dem Lande des größten Lößvorkommens, bringt die Arbeit eingehende Darstellungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften des Lößes, seines Verhaltens im Wasser und erdbaustatische Untersuchungen mit Modellversuchen unter Wiedergabe der Untersuchungsergebnisse von vier, allerdings nicht im „gewachsenen“ Zustand verwendeten Lößproben aus Honan bei Kaifang, Tientsin, Schantung bei Tsinan und aus Oberschlesien. Die in der Berliner Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau ausgeführten Versuche sind in Tafeln und zeichnerischen Darstellungen übersichtlich wiedergegeben. Das Ziel dieser eingehenden Arbeiten war die Feststellung, ob der am Hwangho vorhandene Löß zum Bau von Regelungsdeichen brauchbar ist. Die umfangreichen statischen Untersuchungen bei gleichzeitiger Würdigung der hydraulischen Verhältnisse am Hwangho erstrecken sich auf folgende Belastungszustände: I. Waagerechter Wasserspiegel im Dammkörper, II. Desgl., jedoch unter Berücksichtigung der Kapillarspannungen, III. Der Einfluß eines starken Regens, und IV. Der Einfluß plötzlicher Wasserspiegelabsenkung. Die Arbeit geht bei den Berechnungen von zwei Annahmen aus:

- die Deichhöhe wird praktisch nur selten 5 m überschreiten,
- die Deiche haben keine Deckschicht aus Kies u. dgl.

Es werden aber auch Lößdeiche mit Deckschicht berechnet. Das Ergebnis ist, daß Deiche aus aufgespültem Löß, die natürlich dichter und gleichmäßiger gelagert sind als geschüttete Deiche, ohne Deckschicht aus Klessand eine Böschung nicht steiler als 1:3 erhalten müssen, während bei vorhandener Deckschicht eine Böschung von 1:2,5 als hinreichend standfest anzusehen ist.

Unter Beachtung der vielseitigen Untersuchungsergebnisse werden zwei Deichquerschnitte mit 12 m Höhe behandelt; einer aus geschüttetem Boden mit Abdeckungen aus Sand und Steinen mit Böschungen von 1:2,5, wobei die landseitige Böschung aber nur bis + 8,0 hochgeführt ist, während darüber Böschung 1:2 mit Rasendecke liegt und beide Deichfüße durch Steinschüttung geschützt sind, sowie einer für aufgespülten Boden mit Böschung 1:2,5 an der Wasserseite bis zur Kappe und landseitig bis + 8,0, darüber 1:2 bis zur Kappe. In beiden Querschnitten ist die Sickerlinie mit 1:5 angegeben; ob diese Annahme bei der Ausführung solcher Deiche zutreffen wird, ist nicht vorauszusagen, da die Versuche nur mit kleinen Modellen ausgeführt wurden, wobei die Herstellung erheblich sorgfältiger ist als bei dem Bau des großen Deiches. Die Sickerlinie darf die landseitige Böschungslinie nicht treffen; erforderlichenfalls ist die Steinschüttung an der Böschung so hoch zu ziehen, daß sie das untere Ende der Sickerlinie aufnimmt, wenn nicht eine Verbreiterung des Deiches vorgezogen wird.

Bei dem Bau des 17 m hohen Mittellandkanaldeiches bei Magdeburg wurde der im Mittel 6 m tief ausgebagerte, zur Verwendungsstelle angefahrne und in den Damm eingekippte Sandboden in dünneren Lagen eingespült. Nach einer Untersuchung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) war der eingespülte Boden im Dammkörper dichter gelagert als an der Entnahmestelle. Der Damm ist in etwa acht Jahren bis zu 30 cm gesackt, aber in den letzten Jahren zur Ruhe gekommen.

Die Arbeit schlägt vor, den Deich in drei Schichten von je $\frac{8}{3} = \text{rd. } 2,7 \text{ m}$

Höhe aus Lößlehm aufzuspülen, wobei jede Schicht an beiden Seiten durch Kies- und Steinschüttungen begrenzt werden soll, die bis 10 m Sohlen- und rd. 1,5 m Kopfbreite haben, allerdings mit der Einschränkung, daß der Lößlehm zur Aufspülung geeignet ist, worüber aber nur während der Bauausführung Entscheidung getroffen werden kann. Die Außenböschungen dieser drei übereinanderliegenden Schüttungen bilden die Außenböschungen des Deiches bis zur Höhe + 8 m über Gelände. Die Hohlräume in den Kies- und Steinschüttungen werden beim Aufspülen des Deiches mit flüssigem Lößlehm wahrscheinlich ausgefüllt werden, so daß ein Sacken der Steinschüttungen in erheblichem Umfang nicht eintreten wird, sofern der Untergrund genügend fest ist.

Bei der Herstellung von Dämmen ist eine Überhöhung herzustellen; sie kann je nach der Bodenart bei Schüttung 12 bis 15% und bei Spülung der Dämme etwa 6% der Sollhöhe betragen; hierbei ist aber die Beschaffenheit des Untergrundes zu berücksichtigen. Bei dem vorgeschlagenen Hwangho-Deich von 12 m Höhe würde der bis dahin unbelastete Untergrund unter der Kappe eine neue Dauerlast von rund $12 \cdot 2 = 24 \text{ t/m}^2$ erhalten, die vielleicht ein allmähliches Einsinken des Dammkörpers, der durch Austrocknen auch noch schwindet, herbeiführen kann.

Vor Beginn des Dammbaus muß die abzuführende größte Hochwassermenge des Hwangho ermittelt werden; hiernach kann dann unter Annahme einer den örtlichen Verhältnissen entsprechenden Höchstgeschwindigkeit der Abstand zwischen den Deichen festgestellt werden, wobei aber die Voraussetzung zu machen ist, daß die wasserseitige Deichschüttung auf mindestens 25 bis 30 cm Dicke aus gebrochenen Steinen sorgfältig gepackt wird, deren Größe und Gewicht noch zu ermitteln sein wird, damit sie bei der angenommenen Stromgeschwindigkeit nicht ausgespült werden. Bei der Linienführung ist die Annahme langer geradliniger Strecken für Strom und Deiche möglichst zu vermeiden;

jeder Strom hat die Neigung aus dem geringsten Anlaß sich zu schlängeln; hierbei könnte der Hwangho zu nahe an den Deichfuß herankommen und ihn durch Ab- oder Unterspülen gefährden. Die Breite des Vorlandes ist zu 30 bis 40 m anzunehmen. Zum Schutz des wasserseitigen Böschungsfußes gegen Strom- und Wellenangriff ist, besonders bei nicht festem Untergrund, eine etwa 20 m breite Steinschüttung auf einer etwa 10 cm dicken Kies- oder Splittlage anzulegen, deren wasserseitige Kante im Gelände liegen muß, um den anlaufenden Wellen bei Wasserständen über Mittelwasser keinen Widerstand zu bieten.

Die vorgesehene Verwendung von Ziegelsteinen als Böschungs- und Deichschutz ist wegen geringen Gewichts nicht zu empfehlen.

Eine sorgfältige Unterhaltung des Deiches, besonders der Grasdecke, ist unbedingt erforderlich, da der auf Kappe und Böschungen fallende Regen sowie die Schneeschmelze auf der Grasdecke abfließen und in die Steinschüttung eintreten werden; aus diesem Grunde ist bei höheren Deichen im Fuß der landseitigen Böschung eine Dränleitung frostsicher zu verlegen und mit dem in dem vorgeschlagenen Deichquerschnitt dargestellten Graben zu verbinden.

Es muß endlich den langjährigen, vielseitigen wissenschaftlichen Untersuchungen die praktische Anwendung der erzielten Ergebnisse folgen, um baldigst am Hwangho die großen fruchtbaren Landflächen der Landwirtschaft durch tunlichste Abwendung aller Deichbruchgefahren nutzbar zu machen. Gerade deshalb ist der von einem chinesischen Ingenieur, dem die örtlichen Verhältnisse bekannt sind, auf Grund umfangreicher Untersuchungen gemachte Vorschlag zu begrüßen, weil er Anlaß und Unterlage für die Ausführung geben kann. Zander.

Patentschau.

Rechenreiniger mit ausschwenkbaren, an einem zweiachsigen Laufwagen angeordneter Reinigungsharke. [Kl. 84a, Nr. 654 434 vom 28. 6. 1935; „Union“ Handels-AG. (bisher Saaler-Werke AG) in Freiburg im Breisgau]. Um die Umsteuerung der unteren Laufrolle nicht mehr unmittelbar von dem endlosen Antrieb aus, sondern mittelbar unter Verwendung einer Weiche vorzunehmen, wird der Laufwagen mit dem endlosen Antrieb durch Lenker verbunden, die an der unteren Wagenachse angreifen; ferner sind die Harkenstangen an der oberen Wagenachse angelenkt und frei über die untere Wagenachse hinweggeführt. Auf der mit dem Rechen 1 verbundenen Rechenbrücke 2 ist auf Schienen 3 ein Gestell 4 verfahrbar, das mit U-förmigen Führungsschienen 5 fest verbunden ist; die Schienen 5 endigen oberhalb des Wasserspiegels und weisen an den unteren Enden Ausschnitte 6 und an den oberen Enden Ausschnitte 7 auf, in denen die Weichen 9 um Achsen 8 drehbar gelagert sind. In den Führungsschienen 5 läuft ein Wagen, der aus der oberen Achse 10, der unteren Achse 11, den Laschen 12 und den Laufrollen 13 und 14 besteht. Mit der oberen Achse 10 ist die Reinigungsharke 15 durch Stangen 16 gelenkig verbunden. Die Achse 11, an der der Antrieb des Wagens angreift, ist durch Lenker 17 mit der endlosen Antriebskette 18 verbunden, die über Zahnräder 19, 20 geführt ist, die Welle 21 wird durch einen Elektromotor angetrieben. Die Harkenstangen 16 (Abb. 2) liegen an einer Stange 22 oder Strebe des Gestells 4 an, die einen Anschlag zum Abwerfen des von der Harke 15 emporgeführten Geschwemmels bildet. Beim Bewegen des Wagens nach unten werden durch die Weichen 9 die Laufrollen 14 durch die Ausschnitte 7 auf die obere Führungsbahn der Schienen 5 geleitet, die Harkenstangen 16 von der Wagenachse 11 erfaßt und hochgehoben, wodurch die Harke 15 sehr weit ausgeschwenkt wird. Haben die Laufrollen 14 die Drehpunkte 8 überschritten, werden die Weichen 9 geschwenkt, so daß bei weiterer Abwärtsbewegung die Laufrollen 13 innerhalb der Schienen 5 verbleiben (Abb. 3). Die Reinigungsharke 15 bewegt sich in dieser Stellung weiter nach unten in das Wasser hinein, bis die Laufrollen 14 die Ausschnitte 6 erreicht haben. Nunmehr schwingt die Wagenachse 11 und damit die Harke 15 zurück (Abb. 4). Bei der jetzt folgenden Aufwärtsbewegung und Reinigung des Rechens 1 laufen alle Laufrollen 13, 14 innerhalb der Schienen 5, bis die obere Stellung wieder erreicht ist. Ist die Harke 15 bei der Aufwärtsbewegung von den Rechenstäben 1 frei, so schlägt sie weiter aus bis zum Anschlag an die Stange 22, wodurch das Geschwemmel abgeworfen wird.

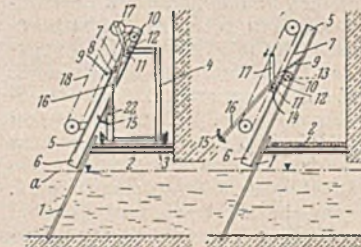


Abb. 2.

Abb. 3.

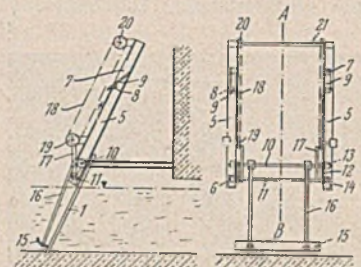


Abb. 4.

Abb. 1.

der Wagenachse 11 erfaßt und hochgehoben, wodurch die Harke 15 sehr weit ausgeschwenkt wird. Haben die Laufrollen 14 die Drehpunkte 8 überschritten, werden die Weichen 9 geschwenkt, so daß bei weiterer Abwärtsbewegung die Laufrollen 13 innerhalb der Schienen 5 verbleiben (Abb. 3). Die Reinigungsharke 15 bewegt sich in dieser Stellung weiter nach unten in das Wasser hinein, bis die Laufrollen 14 die Ausschnitte 6 erreicht haben. Nunmehr schwingt die Wagenachse 11 und damit die Harke 15 zurück (Abb. 4). Bei der jetzt folgenden Aufwärtsbewegung und Reinigung des Rechens 1 laufen alle Laufrollen 13, 14 innerhalb der Schienen 5, bis die obere Stellung wieder erreicht ist. Ist die Harke 15 bei der Aufwärtsbewegung von den Rechenstäben 1 frei, so schlägt sie weiter aus bis zum Anschlag an die Stange 22, wodurch das Geschwemmel abgeworfen wird.

INHALT: Das Beeinflussen der Absenkrichtung von Druckluftsenkkasten. — Neuere Erfahrungen in der Anwendung von Gletschalungen. — Die Querschnittbestimmung der Gewichtstauern nach der Preußischen Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren. — Vermischtes: Wiederaufbau in Lothringen und Norwegen. — Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft. — Deutsche Technische Hochschule Brünn. — Die bergschadensichere Gründung eines Gebäudes. — Mängel bei der Ausführung von Grundwasserabdichtungen. — Bücherschau. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.