



Immer aber erhält man lediglich die Bewegungskomponente in senkrechter Richtung zur Visurebene. Die tatsächliche Richtung der eingetretenen Bewegungen bleibt unbekannt. Nimmt

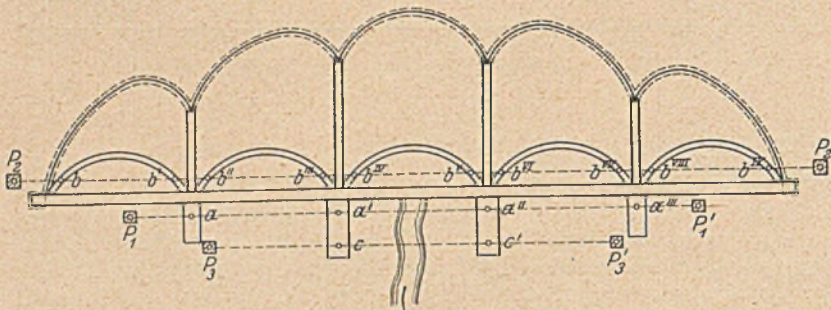


Abb. 2.

man nur elastische Formänderungen infolge Belastung des Bauwerkes als Bewegungsursache an, so wird die tatsächliche Bewegungsrichtung im allgemeinen mit obigen Senkrechten zusammenfallen. Da aber eine Reihe anderer, vorstehend angeführter Ursachen außerdem mitwirken kann, so sind anders gelagerte Bewegungsrichtungen durchaus möglich, was die Praxis bestätigt hat. Will man also alle Bewegungsvorgänge einer Mauer und ihrer Zubehörteile (z. B. Entnahmtürme usw.) kennen lernen, so muß man die Lageveränderungen in einem örtlichen Koordinatensystem festhalten, und man darf die Beobachtung nicht auf Punkte der Mauerkrone beschränken, sondern muß Beobachtungspunkte in verschiedenen Höhenlagen an der Mauer erfassen, letzteres schon, um zu wissen, ob kippende Bewegung oder Parallelverschiebung des Mauerkörpers vorliegt. Damit wird die Einführung trigonometrischer Messungen notwendig, wie sie in den letzten Jahren in Baden auch durchgeführt wurden.

2. Trigonometrische Vermessung.

a) Bolzenanordnung.

Zunächst möge die äußere Form der beobachteten Mauerpunkte beschrieben werden, welche als Vertikalbolzen auf der Mauerkrone und als Horizontalbolzen an der Luftseite der Sperren gleichmäßig verteilt und bis zum Mauerfuß herab angebracht werden. Die Vertikalbolzen a haben eine senkrechte Bohrung mit einem Deckschraubchen b, nach dessen Entfernung ein weißes Vertikalstäbchen c mit konischem Ende für die Dauer der Anzielung eingesetzt wird. Bei dem Horizontalbolzen d genügt bei kleinen Sperren bzw. kurzen Visuren ein weißer Punkt e (Emailfüllung eines Bohrloches).

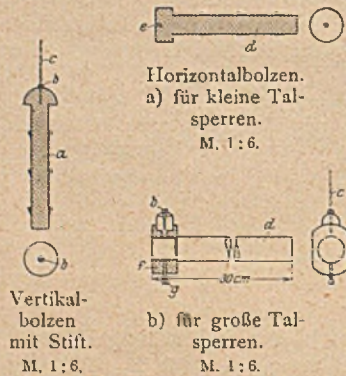


Abb. 3.

Bei größeren Sperren bzw. längeren Visuren muß auch hier der Vertikalstift c Verwendung finden. Nach Einzementierung des Schaftes d wird ein Kopf f aufgeschraubt, in welchen nach Entfernung der Deckschraube b das Stäbchen c eingesetzt wird. Die scharfe Senkrechtstellung des Stäbchens wird durch Drehung des Schraubenkopfes f bewirkt, wobei das Stäbchen mit dem Vertikalfaden eines Instrumentes in Deckung gebracht wird. Ist dies erreicht, so wird mit einem Klemmschraubchen g von unten her der Schraubenkopf f gegen den Schaft d festgeklemmt.

Sämtliche Bolzen dienen gleichzeitig als Höhenfestpunkte, und zwar bei entferntem Deckschraubchen b.

b) Das Triangulationssystem.

Bei den meisten Sperren wird die Anordnung der Beobachtungspunkte (d. i. obiger Bolzen) mit Sicht von der Luftseite her genügen. Man hat es dann mit einem einfachen Triangulationssystem zu tun, wobei von einer Basislinie aus die Neupunkte durch Messung der der Basis anliegenden Winkel bestimmt werden. Im allgemeinen Fall mißt man auf einer Uferseite (vgl. Abb. 4) die Hilfsbasis I—III mit Schneidelatten und überträgt trigonometrisch die gemessene Länge auf die Basislinie I—II. Alsdann können die Beobachtungspunkte 1 bis 6 (vgl. Abb. 4) durch Vorwärtseinschnitt bestimmt werden. Verwendung fand in Baden ein Schraubenmikroskoptheodolit Hildebrand mit einer Schätzung von 1'' n. T., also ein Instrument für Triangulierung II. Ordnung. Bei kleinen Sperren genügt es, die Punkte I, II, III als Bodenpunkte auszuführen und vom Stativ aus zu beobachten. Von mittleren Bauwerken an muß man jedoch die Triangulationspunkte I, II, III als Pfeiler ausführen, auf welche das Instrument

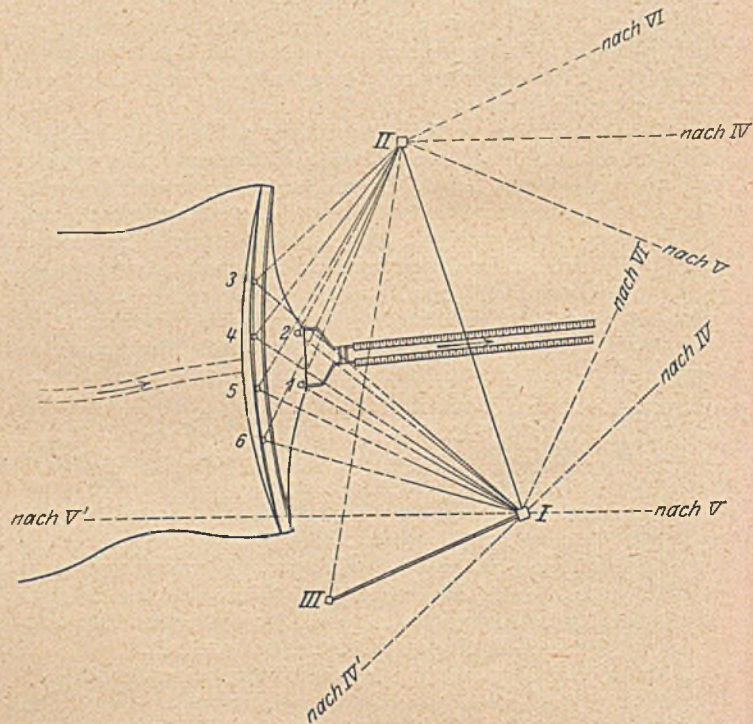


Abb. 4.

unmittelbar aufgestellt wird. Die Pfeiler erhalten dann in der Mitte Vertikalbolzen nach Muster Abb. 3 lit. a.

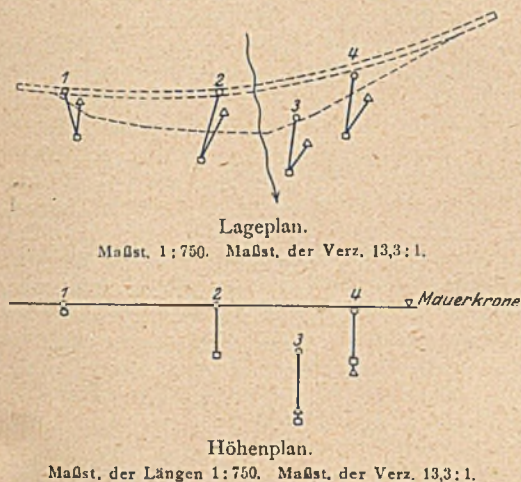
Wie bei großen Sperren verfahren wurde, soll an Hand der Beschreibung der Schwarzenbachsperre weiter unten dargestellt werden.

Mit dieser Triangulation ist nun die Lage der Mauerpunkte gegenüber Basislinie I—II festgelegt, womit Formänderungen des Mauerwerkes und der Fundamentsohle erfaßt sind. Um aber auch geologische Änderungen nachweisen zu können, welche die weitere Umgebung der Sperre betreffen, müssen die Messungen auf einen größeren Umkreis ausgedehnt bzw. entfernter gelegene Versicherungspunkte in die Messung einbezogen werden. Die genaueste Form der Versicherung geschieht durch Schnitt zweier Geraden IV—IV' und V—V'. Wo Felspunkte nicht so günstig aufzufinden sind, muß man sich mit anzuschneidenden Rückversicherungspunkten (z. B. Abb. 4, IV, V, VI) begnügen. Ist es ohne große Kosten möglich, so wird man das örtliche trigonometrische Netz in das Landes-triangulationsnetz I. Ordnung einbinden, um auch großzügige, nach Zentimeter zu bemessende Veränderungen des ganzen Sperrgebietes feststellen zu können.

Die Festlegung nach der dritten Raumkoordinate, nämlich nach der Höhenlage, stößt auf keine Geländeschwierigkeiten. Hier spielt bei der Rückversicherung die unverrückbare Lage der Versicherungspunkte eine noch größere Rolle. Diese Punkte sind — tunlichst unter Beratung durch einen Geologen — an gesundem Fels oder mangels solchen an tieffundierten Pfeilern oder Bauwerken anzubringen. Bei den Höhenmessungen wird man im Hinblick auf geologische Vorgänge grundsätzlich den Anschluß an das Landeshöhennetz I. Ordnung erstreben. Die Messungen wurden in Baden mit Nivellierinstrument Zeiß Nr. 3 ausgeführt, mit welchem ein mittlerer Fehler eines Doppelnivellements von etwa  $\pm \frac{6}{10}$  mm/km erreicht werden kann.

c) Beispiel zweier kleiner Sperren.

Abb. 5 zeigt eine kleine Sperre im mittleren Baden (bei Achern) mit Granituntergrund. Die Bewegungen der Be-



Lineare Verschiebung der Punkte in mm					
		1	2	3	4
o — □	In der Lage	5,3	7,6	5,8	6,5
	In der Höhe	-0,1	-0,5	-0,7	-0,5
□ — △	In der Lage	4,0	5,8	3,8	5,0
	In der Höhe	0	0	+0,1	-0,1

o Leeres Becken. □ Gefülltes Becken. △ Entleertes Becken.

Abb. 5. Talsperre am oberen Lauf.  
Mauerhöhe 6,5 m.

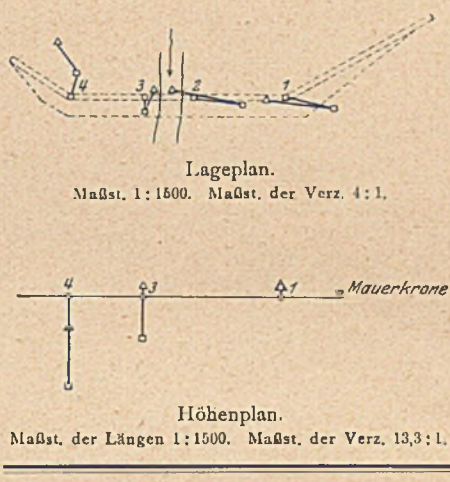
obachtungspunkte bei Füllung des Bettes sind ungefähr in der Richtung des Wasserdruckes erfolgt. Nach Wiederentleerung des Bettes ist eine Verschiebung quer zum Tal und im Sinne rechtes Ufer—linkes Ufer zu verzeichnen. Diese Erscheinung ist wohl auf das Verhalten des Untergrundes zurückzuführen. Gute Aufschlüsse erhält man über Bewegungsvorgang und vermutliche Ursache erst im Laufe der Jahre durch Beobachtungsreihen. Beobachtet wurden zwei Sätze mit dem erwähnten Hildebrandtheodolit, und zwar vom Stativ aus. Die Basispunkte befanden sich auf klingendem Felsen, und der mittlere Fehler einer Bestimmung der Mauerpunkte gegenüber den Basispunkten betrug  $\pm 0,2$  mm. Die gemessenen Bewegungsvorgänge sind in der Tabelle der Abb. 5 angegeben.

Abb. 6 zeigt eine korbformig flußaufwärts gebogene Sperre, gleichfalls aus Mittelbaden. Das Flußbett verläuft entlang einer Verwerfungsspalte. Linksufrig besteht der Baugrund aus Grundmoräne, rechtsufrig aus geschlossenem Fels. Die Beobachtungspunkte zeigen ein unregelmäßiges Verhalten. Vermutlich ist der linke (längere) Seitenflügel gegen Wasserdruck statisch nicht mit der gleichen Sicherheit ausgeführt, wie die mittlere Staumauer. Die Punkte 1 und 2 sind daher seitlich

gewichen. Während Punkt 3 ein normales Bild zeigt, hat sich Punkt 4 bei Füllung und dann weiterhin bei Wiederentleerung des Beckens wasserseitig bewegt. Die rechte Mauerhälfte mit dem kürzeren Seitenflügel und daher geringerem seitlichen Wasserdruck wurde — wohl durch die von den Vorgängen am linken Flügel herrührenden Zugkräfte in Mauerichtung — wasserseitig verschwenkt. Warum auch bei der Entleerung dieser Vorgang sich fortsetzte, kann nur durch Beobachtungsreihen im Laufe der Jahre geklärt werden. Die Beobachtungen wurden wie bei der erstgenannten Sperre vollzogen. Infolge der kürzeren Visuren war hier der mittlere Fehler einer Punktbestimmung gegenüber den Basispunkten  $\pm 0,1$  mm. Bezüglich der Zahlenwerte der Punktverschiebung vgl. Tabelle in Abb. 6.

d) Die Schwarzenbachsperre.

Bei der Schwarzenbachsperre, im nördlichen Schwarzwald (bei Forbach) erbaut, mußten wegen der Eigenart der Mauerbrüstung und auch um den unabhängigen Entnahmeturm sowie die wasserseitige Abdichtungsschicht zu überwachen, die Beobachtungspunkte in Höhe der Mauerkrone wasserseitig angebracht werden, wozu bei dieser Gelegenheit noch einige andere besonders interessierende Punkte wasserseitig gesetzt wurden, vgl. Abb. 7. Die tieferliegenden Beobachtungspunkte, welche dauernd sichtbar sein müssen, befinden sich luftseitig. Infolgedessen waren hier zwei Basislinien notwendig (Abb. 8), die Linie II—III oberhalb und V—VI unterhalb der Sperre. Abb. 8 zeigt das trigonometrische Netz, wobei I—II die linear gemessene Basislinie ist. Das Triangulationsnetz I—VI ist nach bedingten Beobachtungen ausgeglichen. Die Beobachtungspunkte 1, 2 und 3 liegen am Mauerfuß innerhalb des Sturzbettes und sind von Pfeiler V und VI aus nicht sichtbar, jedoch waren in ihrer Höhenlage Beobachtungen wünschenswert. Bei den Punkten 1, 2 und 3 wurde deshalb nach dem Verfahren „Abweichungen aus einer Vertikalebene“ vermessen. Zu diesem Zwecke sind



Lineare Verschiebung der Punkte in mm					
		1	2	3	4
o — □	In der Lage	1,8	1,3	0,5	1,0
	In der Höhe	+0,1	?	-0,4	-0,9
□ — △	In der Lage	2,2	2,2	0,8	1,8
	In der Höhe	0	?	+0,5	+0,6

o Leeres Becken. □ Gefülltes Becken. △ Entleertes Becken.

Abb. 6. Talsperre am Brandbach.  
Mauerhöhe 6,5 m.

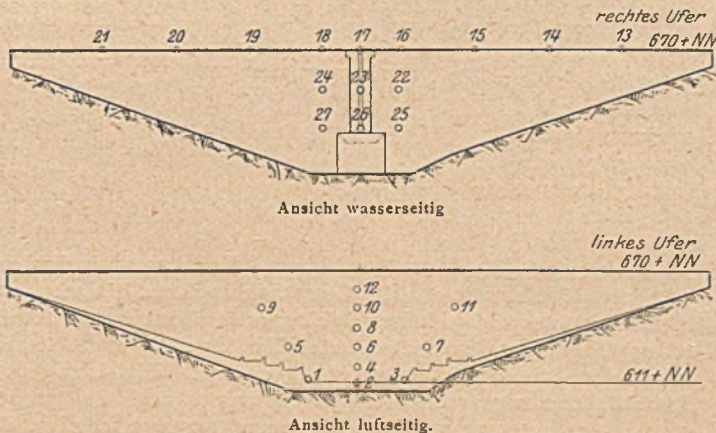


Abb. 7. Schwarzenbachsperre.  
M. 1:4000.

die Pfeiler VII und VIII errichtet und in das Triangulationsnetz eingerechnet worden. Die Marken dieser Pfeiler liegen in einer Vertikalebene mit den drei genannten Beobachtungs-

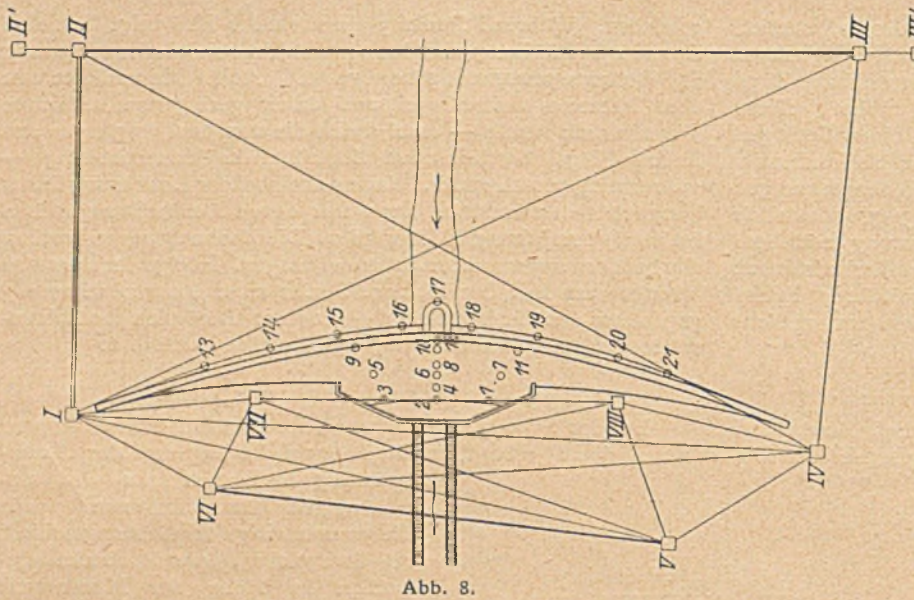
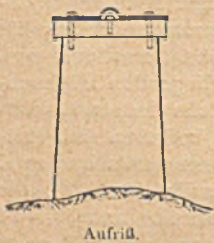


Abb. 8.



Aufriß.



Draufsicht.

Abb. 9. Pfeiler.  
M. 1:40.



Maßst. der Lage in x-Richtung 1:400, in y-Richtung 1:1000,  
Maßst. der Verschiebung 1:1.

Lineare Verschiebung der Punkte in mm

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
In der Lage	0,2	0,2	0,5	—	—	4,7	—	4,9	6,6	—	5,4	4,8
In der Höhe	-0,4	-0,7	-1,2	-1,7	—	-1,4	-2,2	-4,5	-2,3	-3,4	-2,2	—

○ Leeres Becken. □ Lage bei Stau 659 + NN.

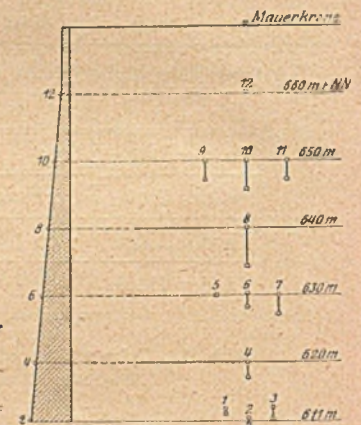
Abb. 10 a. Talsperre am Schwarzenbach.  
Mauerhöhe 59 m.

punkten. Punkt 1 und 2 sind von VII aus, Punkt 3 und 2 von VIII aus sichtbar. Die Punkte 1, 2 und 3 erhalten bei der Beobachtung eingeschraubte Maßstäbe mit 1/2-cm-Teilung, an welchen unmittelbar abgelesen wird.

Abb. 9 gibt die Form der bis auf den klingenden Fels gegründeten Pfeiler mit abnehmbarer Schutzplatte. Da aber die Pfeiler durch etwa 6 m hohen Gehängeschutt durchgeführt sind, bevor sie Fels erreichen, so besteht die Möglichkeit, daß sie im Laufe der Jahre talwärts gedrückt werden. Errichtung von Rückversicherungspunkten, welche als einwandfreie Festpunkte gelten könnten, war an den Talhängen nirgends möglich, da diese überall gleichmäßig mit Gehängeschutt überdeckt sind und an keiner Stelle gewachsener Fels zu Tage ansteht. Es wurde deshalb die Linie II—III nach beiden Seiten rückwärts verlängert, bis die horizontal geführten Einschnitte II—II' und III—III' festen Fels erreichen. Auf letzteren sind die Rückversicherungspfeiler II' und III' aufgesetzt, ohne daß sie

irgendwelche Schubkräfte erleiden können, da diese Pfeiler nun vollkommen frei stehen. Die Pfeilerpunkte II und III sind nunmehr in ihrer Lage eindeutig bestimmt durch die Visurlinien II' und III' in Verbindung mit einer genauen Längenmessung mittels Invarband II—II' und III—III'.

Der Bau dieser Sperre steht zur Zeit vor dem Abschluß. Die Beobachtungen sind bis jetzt bei leeren Becken für 8 Punkte in der Lage und für 10 Punkte in der Höhe durchgeführt. Bei Füllung auf Stauhöhe 659 + N.N. (vgl. Abb. 10a und 10b) sind sämtliche 12 luftseitige Bolzen eingemessen. Beobachtet wurde mit dem erwähnten Hildebrandinstrument in 4 Sätzen mit einem mittleren Fehler einer Richtungsbeobachtung von ± 0,87'' a. T. Der mittlere Fehler der Basispunkte V, VI innerhalb des Triangulationsnetzes betrug ± 2,5 mm. Der mittlere Fehler der Mauerpunkte gegenüber den Basispunkten V, VI schwankt etwas je nach Lage der Punkte und ist im Höchsthalle auf ± 0,8 mm berechnet. Die Unsicherheit der Mauerbolzen im Triangulationsnetz ist hiernach auf ± 2,63 mm anzunehmen. Die bisherigen Ergebnisse und deren Zahlenwerte sind in Abb. 10 eingetragen.



○ Leeres Becken  
□ Lage bei Stau 659 + NN.

Abb. 10 b. Höhenplan.

Längenmaßstab 1:4500,  
Höhenmaßstab 1:1125,  
Maßstab der Verschiebung 1:1.

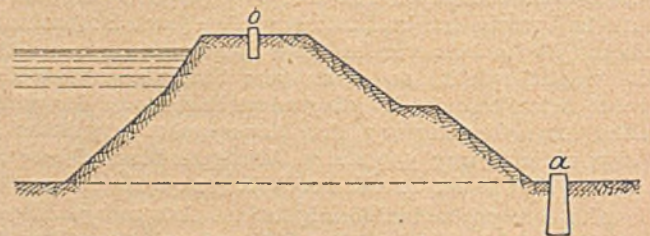


Abb. 11.

### C. Die Feinvermessung von Sperrendämmen.

Bei Sperrendämmen wird meist die Gründungssohle in Lettenschichten liegen. In diesem Falle werden Veränderungen des Untergrundes infolge atmosphärischer Angriffe nicht zu

befürchten sein. Im übrigen gelten auch hier alle vorstehend angeführten Bewegungsursachen.

Für Dämme wurde in Baden folgendes System eingeführt. Am luftseitigen Dammfuß werden Betonpfeiler (Abb. 11) a für die Beobachtungspunkte gesetzt, auf welche Vertikalbolzen nach Muster Abb. 3 a eingesetzt sind. Über den Beobachtungspfeiler hinweg wird ein genaues Querprofil in Richtung a—b gelegt, nachdem Punkt b durch einen untergeordneten Versicherungspunkt festgelegt ist. Die größeren, nach Zentimeter zu messenden Deformationen des Dammkörpers werden durch das Querprofil ermittelt, alle feineren Bewegungen der Sperrengegend durch das Verhalten der Punkte a in Verbindung mit dem Triangulationsnetz, welches in seinem System das gleiche ist, wie bei den Sperrnmauern, wie auch für die Höhenmessungen das bisher Gesagte gilt.

#### D. Kosten der Vermessung, Urkunden.

An Hand des badischen Wassergesetzes werden von Amts wegen und im Interesse der öffentlichen Sicherheit

in die Verleihungs- und Genehmigungsbedingungen (§ 40 und 52 W. G.) Bestimmungen aufgenommen, wonach der Eigentümer der Sperre die Kosten der einmaligen und periodisch wiederholten Feinvermessungen zu tragen hat. Die Messungen werden von der Abteilung Landesvermessung vorgenommen, und zwar erstmals vor Einstauung bei leerem Becken, sodann bei größeren Sperren bei teilweiser Füllung und schließlich allgemein nach erfolgter erster Einstauung. Um bleibende und elastische Formänderungen von vornherein zu trennen, wird nochmals nach der ersten Entleerung beobachtet. Es folgen dann periodische Messungen, jeweils einige Wochen vor den amtlichen Sperrenschauen — je nach Größe des Bauwerkes in ein oder mehrjährigen Abständen —, wobei das Messungsergebnis zum Tage der Sperrschau vorliegen soll und für diese eine wesentliche Unterlage bildet.

Die einmaligen und periodischen Messungen werden in das Talsperrenbuch aufgenommen und damit als dauernde Urkunde erhalten. Abschriften können dem Eigentümer auf Wunsch ausgehändigt werden.

## BODENUNTERSUCHUNGEN, INSBESONDERE FÜR RAMMARBEITEN.

Von Oberbaurat F. Lang, Hamburg.

Mit zu den wichtigsten und unerläßlichen Vorarbeiten für Gründungsarbeiten gehören die Bodenuntersuchungen; auf ihnen basieren Gründungsart und Gründungstiefe.

Bei Flachgründungen oder bei Erdarbeiten geringerer Einschnittstiefe (Gräben, Kanäle, kleinere Straßen- und Bahneinschnitte usw.) kommen in erster Linie Schürflöcher in Frage, die den klarsten und in jeder Beziehung einwandfreiesten Aufschluß über die anstehenden Bodenarten sowie über das Grund- und Oberflächenwasser geben.

Die Beschaffenheit tieferer Erdschichten ist dagegen lediglich durch Bohrungen festzustellen, wobei man je nach dem dabei verfolgten Zweck viererlei wird unterscheiden können:

1. Bohrungen zur Feststellung wasserführender Schichten (Wasserversorgung),
2. Bohrungen zur Auffindung von Bodenschätzen,
3. Bohrungen zum Zwecke der Ausführung tiefgründiger Bauten, wobei die Bodenschichten später freigelegt werden, und
4. Bohrungen als Voruntersuchung für Rammarbeiten.

Während die beiden erstgenannten einen ganz besonderen, scharf umrissenen Zweck verfolgen, einen bestimmten Fund machen wollen, also hauptsächlich auf mineralogisch-geologischem Gebiete liegen, kommt bei den beiden letztgenannten außer diesen Feststellungen noch der physikalische Gesichtspunkt hinzu, der bezüglich der Rammungen sogar in dem Vordergrund steht. Den Techniker interessiert in baulicher Hinsicht nicht nur die mineralogische und petrographische Beschaffenheit des Baugrundes, wie Sand, Kies, Ton, Mergel, Lehm usw., sondern ebenso sehr und vielleicht noch in größerem Maße die physikalischen Eigenschaften der erbohrten Schichten, wie: weich, lose, zähe, fest, hart usw. Wenn diese Momente schon für Bauten in offenen, freigelegten Baugruben, in Baggeranschnitten usw. von großer und ausschlaggebender Bedeutung sind, so erst recht bei Rammungen, wo das Bild der Schichtung dem Auge stets verschlossen bleibt und man nur auf Grund des Rammvorganges nähere Rückschlüsse ziehen und Vermutungen anstellen kann.

Die Hauptschwierigkeit einer Rammung, d. h. die eigentliche Rammarbeit besteht in der Beseitigung des von den Pfählen zu verdrängenden Bodens. Diese Arbeit ist eine gewaltige; sie gehört im Baufach fraglos mit zu den größten Kraftleistungen.

Da der von den Pfahlsitzen gewaltsam auseinander gekeilte Boden sich stets den Weg des kleinsten Widerstandes

sucht, so herrscht in den Schichten in Nähe der Oberfläche das Verschieben, d. h. das Hochtreiben des Bodens nach dorthin vor und das seitliche Verdichten tritt zurück. Mit zunehmender Rammtiefe steht dagegen das seitliche Zusammenpressen im Vordergrund und das Emportreiben des Bodens läßt nach, bis der Punkt erreicht wird, wo nur ein Verdichten stattfindet. Hier fangen, rammtechnisch gesprochen, die „Tiefschichten“ an. Die Grenze ist, je nach den Bodenarten, sehr verschieden. In der Regel wird sich in leichten Böden ein Auftreiben nach der Oberfläche, also ein Heben noch bei einer Tiefe bis zu 8 m bemerkbar machen, während auch Fälle beobachtet sein sollen, wo in sehr weicher Kleie und bei engen Pfahlstellungen ein Hochtreiben des Erdreiches noch bei 15 m Tiefe (selbstverständlich ohne Spülung) eintrat. Dies sind aber zweifellos ganz seltene Ausnahmen.

In den Tiefschichten, die uns bezüglich der Bohrungen am meisten interessieren, besteht somit die Bodenverdrängung nur in einem Zusammenpressen und Verdichten des umgebenden Erdreiches. Da diese Schichten durch ihre natürlichen Auflasten schon an sich festgelagert sind, so setzen sie einem weiteren Verdichten natürlich den größten Widerstand entgegen. Wir kommen somit auf den Kernpunkt der Sache, nämlich, daß abgesehen von der mineralogischen Beschaffenheit jener Schichten das Hauptgewicht auf die physikalischen Eigenschaften zu legen ist, oder mit anderen Worten, die Schichten auf ihre **Verdichtungsmöglichkeit**, auf ihre **Durchdringbarkeit** hin untersucht werden müssen. Das ist die Hauptfrage für den Rammtechniker. — Es sind also unter allen Umständen den erbohrten Schichten, vornehmlich den Tiefschichten, die oben angeführten Beiwörter wie weiche Kleie, fester Lehm, loser Boden, harter Ton, fester Sand oder in Steigerung: sehr fester Sand usw. mit beizugeben. Wir wissen, daß viele Prozesse und Schiedsgerichte auf mangelnden Bodenangaben, ganz abgesehen von Rammungen, beruhen, daß es sich dabei meist um die grundlegenden, zumindest um sehr einschneidende Fragen der Bauausführung und damit um bedeutende Summen handelt, von denen oft Sein oder Nichtsein einer Baufirma abhängt. Infolge der außerordentlichen Bedeutung der Bohrungen muß alles nur denkbar Mögliche getan werden, um, insbesondere bei Rammungen, die erbohrten Tiefschichten möglichst klar erkennen zu lassen. Ebenso müssen vermischte Schichten, wie z. B. „Sand mit Steinen“, nicht minder scharf fixiert werden. Beispielsweise besteht zwischen „Sand mit Steinen“ oder „Steine mit Sand“ ein bedeutungsvoller Unterschied. Technisch gelesen, ist das erstgenannte Material immer das vorherrschende und das zweitgenannte das einge-

lagerte Nebenmaterial. Ich will bei diesem Fall, der besonders charakteristisch ist, etwas verweilen und seine praktische Auswirkung näher beleuchten. Bei „Sand mit Steinen“, also vorherrschend Sand, ist der Boden spülbar, d. h. er kann gelockert werden und gibt bei richtig angewandter Spülung dem Pfahl zum Weiterdrängen den nötigen Raum. Bei „Steine mit Sand“ dagegen (also umgekehrt), woselbst die Steine vorherrschend und der Sand nur in geringer Menge beigelagert ist, ist der Boden, da nur der Sand spülbar ist, kaum zu lockern; es findet im Gegenteil ein starkes Zusammenschieben der Steinmengen statt, die das Rammen, statt es zu erleichtern und zu unterstützen, noch erschweren. — Man sieht, wie die manchmal leichtfertig übersehenen Unterscheidungen, wie hier „Steine mit Sand“ oder „Sand mit Steinen“ sich bezüglich des Rammens geradezu gegensätzlich verhalten. — Nicht minder bedeutsam sind, wie schon gesagt, die mechanisch-physikalischen Eigenschaften der Schichten, die nach drei Hauptgruppen, und zwar 1. leichter Boden, 2. fester Boden und 3. sehr fester Boden auseinander zu halten sind. Bei leichtem, losem Boden kann normal, d. h. ohne Spülung, bei festem Boden mit normaler Spülung bis etwa 6 at bei der nötigen Wassermenge und bei sehr festem Boden mit Stark- bzw. Hochdruckspülung, das sind etwa 10 at und darüber, gerammt werden. Für die Veranschlagung sind dies Hauptgrundlagen. Doch nicht nur die Preisfestsetzung ist von der Dichtigkeit der Schichtung abhängig, sie sollte auch bei der Konstruktion des Pfahlrostes selbst gebührend berücksichtigt werden. Bei vielen Pfahlrostkonstruktionen haben die Druckpfähle verschiedene Neigungen, derart, daß sich in der Tiefe die Pfahlspitzen in Verbindung mit den Nachbarreihen fast berühren bzw. sich

zu Bündeln häufen; die Bodenstauchungen sind an solchen Stellen ganz abnorme, und bei festen Schichten die verlangten Tiefen selbst mit Spülung nur mühsam zu erreichen, wobei obendrein noch mancher Pfahl zu Bruch geschlagen wird. In festen oder gar sehr festen Tiefschichten ist daher die Pfahlstellung so anzuordnen, daß die Pfähle einen der Bodenverdrängung genügend Rechnung tragenden gegenseitigen Abstand haben. — Mir ist neuerdings eine Pfahlrostkonstruktion zu Gesicht gekommen, wobei die oben geschilderten Verhältnisse vorlagen und die aufgetretenen Ramm Schwierigkeiten fraglos eine starke Minderung erfahren hätten, wenn die Pfahlstellung eine andere gewesen wäre. — Zusammenfassend möchte ich bemerken, daß ohne Zweifel die Vorgänge und Schwierigkeiten einer Rammung, insbesondere das Verhalten und Wirken der sog. Tiefschichten, noch vielfach verkannt werden. Die zur Beurteilung und Veranschlagung einer Rammung einzig und allein in Frage kommenden Bohrungen sollten daher so exakt und gewissenhaft wie nur technisch möglich ausgeführt, und die Bohrerergebnisse nicht nur vom mineralogisch-geologischen, sondern gleichermaßen vom mechanisch-physikalischen Gesichtspunkt aus beurteilt und gekennzeichnet werden. — Da es sich bei Rammungen meist um große Geldbeträge handelt, sollte man auch bei den Vorarbeiten nicht kleinlich sein und nicht nur mit möglichst weiten Rohren bohren, sondern auch, falls stärkere Bodenverwerfungen festgestellt werden, noch Zwischenbohrungen einschalten. Viele Unzuträglichkeiten, unliebsame Weiterungen und Streitigkeiten zwischen Bauherr und Unternehmer werden sich bei Befolgung des Gesagten in beiderseitigem Interesse vermeiden oder jedenfalls stark einschränken lassen.

DIE WIRTSCHAFTLICHE BEDEUTUNG DES HEIMFALLS BEI WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Regierungsbaumeister K. Köbler, Waldshut.

(Fortsetzung von Seite 148.)

Wenn nun der Nutzungsfaktor der beim Heimfall entschädigungsfähigen Maschinen usw. mit 33% angenommen wird, außerdem eine Verleihungszeit von 50 Jahren, so ergeben sich bei konstantem Zinsfuß von 4,6 bzw. 8% und bei variablem Zinsfuß  $\xi_x$  von:

$\tau_1 = 0,08$	während	$n_1 = 10$	Jahre
$\tau_2 = 0,06$	„	$n_2 = 20$	„
$\tau_3 = 0,04$	„	$n_3 = 20$	„

folgende  $\tau$ -Werte für  $K_1 = 1$ :

Zinsfuß konstant

	Niederdruck-Anlagen	Mitteldruck-Anlagen	Hochdruck-Anlagen
$\tau = 4\%$	$\tau = 0,557\%$	$= 0,6\%$	$= 0,634\%$
$6\%$	$0,282\%$	$0,316\%$	$0,333\%$
$8\%$	$0,17\%$	$0,184\%$	$0,194\%$

Zinsfuß variabel

$\tau' = 0,275\%$	$0,296\%$	$0,312\%$
-------------------	-----------	-----------

Die Rechnung mit variablem Zinsfuß wurde nur durchgeführt, um zu zeigen, daß die Unterschiede der  $\tau$ - und  $\tau'$ -Werte u. U. recht bedeutend sein können. Bei der oben angenommenen Entwicklung des Rücklagezinsfußes könnte also für überschlägige Rechnungen ein konstantes  $\xi = 6\%$  zugrunde gelegt werden. Weiterhin wird nur noch mit konstantem Zinsfuß gerechnet.

Aus diesen  $\tau$ -Werten läßt sich nun rückwärts die ideale Verleihungszeit für die einzelnen Werksgattungen bei verschiedenem Zinsfuß errechnen. Es ergeben sich dann  $n_i$ -Werte zu

	Niederdruck-Anlagen	Mitteldruck-Anlagen	Hochdruck-Anlagen
$\xi = 4\%$	$n_i = 53,7\%$	$52,2\%$	$50,8\%$
$6\%$	$53,3\%$	$51,3\%$	$50,4\%$
$8\%$	$50,3\%$	$49,4\%$	$48,7\%$

Aus diesen Zahlen ist zunächst nur zu sehen, daß die Hochdruckwerke mit großen Talsperren bei den angenommenen, im allgemeinen üblichen Heimfallbedingungen ungefähr um 7% schlechter abschneiden als Niederdruckwerke.

Man kann nun weiterhin rückwärts berechnen, welchen Wert die Rohwasserkraft haben müßte, wenn die  $\tau$ -Werte angemessene Zinszahlungen darstellen sollen. Es wurde dabei ein Leihgeldzinsfuß angenommen, der jeweils um  $\frac{2}{10}$  höher ist als der Rücklagezinsfuß  $\xi$ . Der Anteil, also der Wert der Rohwasserkraft  $q$  am investierten Kapital  $K_1$  ergibt sich zu:

	Niederdruck-Anlagen	Mitteldruck-Anlagen	Hochdruck-Anlagen
$\xi' = 4,8\%$	$q = 11,6\%$	$12,5\%$	$13,2\%$
$7,2\%$	$3,9\%$	$4,38\%$	$4,62\%$
$9,6\%$	$1,77\%$	$1,91\%$	$2,02\%$

Hieraus ergibt sich klar die absolute Willkür der üblichen Heimfallbedingungen und vor allem auch die Bedeutung der Zinsbedingungen. Wenn man auch generell als richtig annehmen darf, daß in kapitalknappen Zeiten der Wert der Rohwasserkraft durch den verteuerten Ausbau geringer ist als bei gegenteiliger Wirtschaftslage, so rechtfertigt diese allgemein geltende Tatsache noch lange nicht gleiche zahlenmäßige Bedingungen für jedes Wasserkraftwerk.

Nun ist aber bekanntlich der Heimfall nicht das einzige Entgelt, das der Staat bzw. Staat und Gewässereigentümer vom Unternehmer beanspruchen. Die üblichen Wasserzine werden ebenfalls von der Rohwasserkraft errechnet. Wenn man nun einen Satz von 3 M./75 mkg/s annimmt und Ausbaukosten für eine theoretische mittlere Rohnpferdekraft in Höhe von 250 M. für Niederdrucklaufwerke, 1500 M. für Mitteldruckanlagen mit Tagesspeicher und 2500 M. für Hochdruckanlagen mit Jahresspeicher, Werte, die für mittlere deutsche Verhältnisse ungefähr stimmen dürften, dann müßte, wenn diese doppelte Belastung gerechtfertigt sein soll, der Wert der Rohwasserkraft sein:

$\xi'$	Niederdruck	Mitteldruck	Hochdruck
$\xi = 4\%$ (4,8%)	$\rho = 36,6\%$	16,7%	15,7%
6% (7,2%)	20,6%	7,1%	6,3%
8% (9,6%)	14,3%	4,0%	3,3%

also Zahlen, die mit den tatsächlichen Verhältnissen wohl nie übereinstimmen. Auf diese Weise ergibt sich statt der gewollten, möglichst gleichmäßigen Belastung und Behandlung aller Werke eine willkürlich anmutende Beeinflussung ihrer Wirtschaftlichkeit. Abgesehen davon, ob diese Doppelbelastung durch Heimfall und Entgelt den Gesetzgebern überhaupt klar zum Bewußtsein kam, und ob sie mit Rücksicht auf zahlreiche andere, die Wasserkraftbetriebe zugunsten der Dampfwerke mehr belastende Steuern als zulässig anzusehen ist, ist ihre Wirkung mindestens ungerecht. Da die Staaten zugunsten ihrer Landes-Elektrizitätsversorgungen das Heimfallrecht im allgemeinen selbst ausüben wollen und von dem in den Wassergesetzen vorgesehenen Normalfall, daß die Anlage an die Gewässereigentümer (z. B. Gemeinden) heimfallen soll, keinen Gebrauch machen, wollen sie den Gewässereigentümern wenigstens den Wasserzins als Entgelt zukommen lassen, obwohl das Unternehmen dadurch für die gleiche Sache doppelt belastet wird. Wo der Staat oder das Land Heimfall und Entgelt für sich beansprucht, ist nicht einmal der Schein von Überlegung des tatsächlichen Vorgangs und von Recht gewahrt. Jedenfalls zeigen die obigen Zeilen, daß bei praktisch entschädigungslosem Heimfall der Wasserzins grundsätzlich aufgehoben werden müßte, da er rechtlich und wirtschaftlich in den meisten Fällen anfechtbar ist.

Im folgenden soll nun gezeigt werden, wie unter Berücksichtigung des bisher Gesagten die Verleihungszeit zu berechnen wäre und wie die Heimfallbedingungen zu gestalten wären.

Bei der Berechnung der Verleihungszeit ist auszugehen von dem voraussichtlichen Ertragswert der Anlage. Man wird hier die Ermittlung des Ertragswertes mit Hilfe der Ersatzkraft in den meisten Fällen entbehren und die direkte Ermittlung als Unterschied der (voraussichtlichen oder tatsächlichen) Einnahmen und der Betriebsausgaben anwenden können<sup>7)</sup>. In den Betriebsausgaben dürfen enthalten sein: Kapitalltilgung, Erneuerungs- und Sicherheitsrücklagen, allgemeine Geschäftskosten sowie ein angemessener Risikozuschlag, dazu die direkten Betriebskosten wie Löhne, Unterhaltungsaufwand usw., auch das Vorhalten einer Aushilfskraft oder die Kosten für Aushilfsstrombezug. Bei der Errechnung des Ertragswertes bzw. in den eventl. Verordnungen über die Art der Errechnung kann nun den verschiedensten Rücksichten oder Forderungen Rechnung getragen werden. Es lassen sich hier z. B. Bestimmungen treffen, die besagen, daß als Betriebsausgaben nur solche Erneuerungsrücklagen angesehen werden, die für Bauteile mit erfahrungsgemäß kleinerer Lebensdauer als die Verleihungszeit gemacht werden; damit wird der Ertragswert erhöht, die Verleihungsdauer zugunsten des Staates

vermindert; der Staat hat dann aber auch eventl. größere Instandsetzungsarbeiten nach Übernahme des Werkes auszuführen.

(Entsprechende Sicherheitsrücklagen für außergewöhnliche Fälle sind jedoch auch für diese Bauteile zugestehen. Eine derartige Bestimmung wäre außerdem zweckmäßig mit der im französischen Wassergesetz vorgesehenen Beteiligung des Staates an der Unterhaltung in den letzten Jahren vor dem Heimfall zu verknüpfen.) Weiterhin wäre denkbar, daß man, solange eine den Staat möglichst wenig belastende Förderung des Wasserkraftausbaues erstrebt wird, als Betriebsausgabe auch eine mehr oder minder hohe Verzinsung des investierten Kapitals zugesteht. Dadurch wird der Ertragswert zu einem „Mehrertragswert“; die danach errechnete Verleihungsdauer wird im Verhältnis zur gleichen Rechnung mit dem Ertragswert größer<sup>8)</sup>.

Nach den nun schon überall vorliegenden Erfahrungen dürfte es nicht allzu schwer sein, je nach dem Charakter der Anlage, durchaus gerechte, auch vom Unternehmer anerkannte Sätze für die einzelnen Posten zu finden.

Aus dem Unterschied zwischen Einnahmen E und Betriebsausgaben A errechnet sich der Ertragswert  $W_E$  durch Kapitalisierung mittels eines angemessenen, unter Umständen variablen Zinsfußes  $\xi_n$ . Es ist also:

$$W_E = \frac{E - A}{\xi_n} K_i,$$

wobei  $\xi_n = \frac{E - A}{K_i} 100$  und  $K_i$  = investiertes Kapital.

Der Wert der Rohwasserkraft, also des Nutzungsrechtes ist dann:

$$W_E - K_i = W_R.$$

Der Anteil der Rohwasserkraft bezogen auf das investierte Kapital ist dann:

$$\rho = \frac{W_R}{K_i} = \frac{\xi_n}{\xi_n} - 1.$$

Der vom Staat dem Unternehmer zur Ausnutzung überlassene Gegenwert der Rohwasserkraft beträgt  $\rho K_i$ ; dafür kann ihm eine angemessene Verzinsung zugestanden werden, nämlich:  $\rho K_i \xi_n = \tau$  = die ideelle jährliche Zinszahlung, die durch den mehr oder minder entschädigungslosen Heimfall abgelöst werden soll. Die Entschädigung beim Heimfall sei:  $K_i \nu \alpha$ . Es muß dann sein:

$$\rho K_i \xi_n = \tau = \frac{K_i (1 - \nu \alpha) \xi_r}{p^n - 1}.$$

Wenn man den Rücklagezinsfuß  $\xi_r = \xi_n$  = dem Normalzinsfuß für Leihkapital setzt, so wird die Verleihungsdauer

$$n = \frac{\log \left( \frac{1 - \nu \alpha}{\rho} + 1 \right)}{\log p},$$

wobei  $p$  = Diskontfaktor =  $(1 + \xi)$ . Wenn man nun für verschiedene  $\rho$ -Werte und verschiedene Zinsbedingungen unter Annahme eines konstant bleibenden Zinsfußes für die oben

<sup>8)</sup> Es wurde auch schon angeregt, einen (theoretischen) Ertragswert eines die in Betracht kommende Flußstrecke ausnützenden Laufwerkes einzusetzen derart, daß z. B. bei einem Speicherwerk das entsprechende Laufwerk zu substituieren wäre. (Vgl. v. Grünwaldt, Wasserkraft 1925, Nr. 8.) Es wird dabei geltend gemacht, daß der Speicher als bedeutende Neuschöpfung des Unternehmers und der dadurch bedingte Kraftzuwachs oder die Veredelung der Energie bei dieser Ertragsberechnung außer Ansatz bleiben müsse. Uns scheint indessen diese Berechnungsweise nicht nur unklar und vieldeutig, sondern in sehr vielen Fällen sogar das Gegenteil dessen zu erreichen, was beabsichtigt ist. Gerade bei Werken mit bedeutenden Speichern wird sich sehr leicht ein kleinerer Ertragswert ergeben, als bei dem dafür substituierten Laufwerk. Außerdem ist Substituierung in vielen Punkten unsicher und bestritten, und eine Kontrolle der angenommenen Rechnungswerte durch die tatsächlichen wirtschaftlichen Ergebnisse nicht möglich.

<sup>7)</sup> Vgl. Ludin & Waffenschmidt, „Über Wertberechnung von Wasserkraften“, Berlin 1921, Springer.

gekennzeichneten Werksgattungen die Verleihungszeit berechnet, so ergeben sich folgende Zahlenwerte:

$\zeta =$	Niederdruck-Anlagen			Mitteldruck-Anlagen			Hochdruck-Anlagen		
	$q = 0,20$	$0,10$	$0,05$	$0,20$	$0,10$	$0,05$	$0,20$	$0,10$	$0,05$
0,04	42,7	57,5	73,7	44,0	59,4	75,7	45,2	60,2	77,0
0,06	28,6	38,6	49,7	29,6	40,0	50,8	30,3	40,7	51,8
0,08	21,6	29,2	37,5	22,5	30,2	38,5	22,9	30,6	39,2

Streng genommen bedürfen diese Zahlen jeweils nochmal einer Berichtigung, da bei der Errechnung von  $q$  durch vorläufige Annahme einer Verleihungszeit für die Einstellung der Kapitaltilgung durch Heimfall dem Ergebnis vorgegriffen wurde. Angesichts der anderen in den Betriebsausgaben noch enthaltenen unsicheren Posten dürfte der tatsächliche Einfluß einer falsch geschätzten Verleihungszeit nur unerheblich sein. Außerdem ist es denkbar, daß man die Kapitaltilgung allgemein auf eine feste Anzahl Jahre auf Grund anderer Überlegungen (Kapitalaufnahmebedingungen, Konkurrenzgefahr durch andere Krafterzeugungsanlagen usw.) zuläßt. Bei Annahme eines variablen Rücklagezinsfußes ist die Rechnung am einfachsten teilweise rückwärts auszuführen, indem man mit Hilfe der oben gegebenen

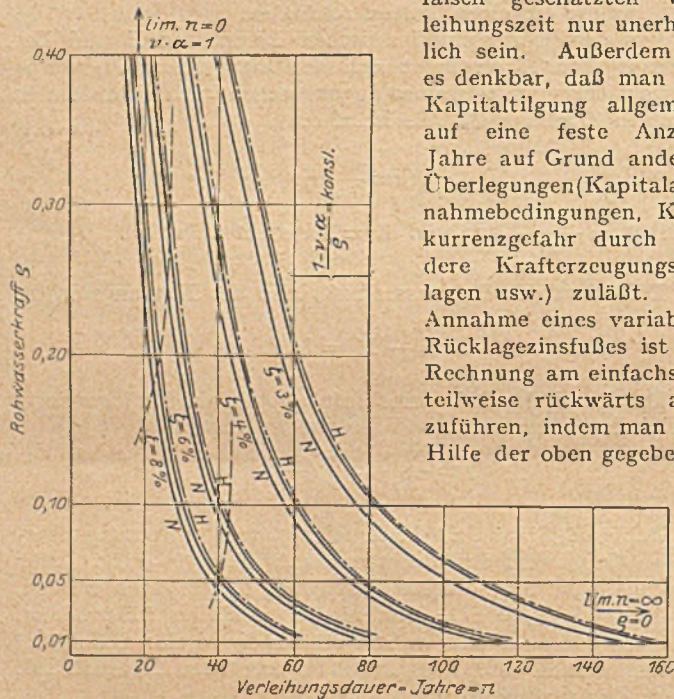


Abb. 1. Die Verleihungsdauer in Abhängigkeit vom Rücklagezinsfuß und dem Wert der Rohwasserkraft.

Gleichung zunächst den durchschnittlichen ideellen Rücklagezinsfuß errechnet und mit diesem dann die Verleihungszeit ausrechnet.

Grenzwerte für  $n$  sind nun gegeben durch:

$$v\alpha = 0; q = 0; v\alpha = 1 \text{ und } \frac{1-v\alpha}{q} = \text{const.}$$

Für  $v\alpha = 0$ , d. h. bei völlig entschädigungslosem Heimfall, wird:

$$n = \frac{\log \frac{q+1}{q}}{\log p}$$

Die Verleihungszeit ist nur noch abhängig von dem Wert der Rohwasserkraft und dem Rücklagezinsfuß. Es wird dann:

	$q = 0,20$	$0,10$	$0,05$	$0,01$
$\zeta = 0,04$	45,7	61,2	77,8	118
$0,06$	30,8	41,2	52,3	79,2
$0,08$	23,3	31,2	39,6	60,2

Für  $q = 0$ , d. h. wenn für die Rohwasserkraft ein Wert nicht errechnet werden kann, ein Fall, der heute nur zu oft vorkommt (nämlich daß  $\frac{\xi_E}{\xi_u} = 1$ , daß also die erreichbare Verzinsung des investierten Kapitals gerade höchstens dem üblichen Normalzins für Leihkapital entspricht), wird  $n = \infty$ , d. h. ein Heimfall dürfte bei Gleichstellung mit anderen Anlagen überhaupt nicht in Frage kommen; in diesem Fall dürfte also nur ein Rückkaufsrecht zum Ertragswert ausbedungen werden. Als praktische Folgerung ergibt sich indessen daraus, daß man den Werken, die durch örtliche oder allgemeine Wirtschaftskrisen oder Absatzstockung in Schwierigkeit kommen, die Jahre, in denen  $q \leq 0$  war, nicht in die Verleihungsdauer einrechnet, die Nutzungszeit also um diese Verlustjahre verlängert. Für die Fälle, in denen  $q$  negativ wird, da  $\frac{\xi_E}{\xi_u} < 1$ , hätte diese Forderung ebenfalls zu gelten.

Hierher gehören auch die Fälle, wo eine Bewertung einer Rohwasserkraft überhaupt nicht in Frage kommt, weil, wie bei der hydraulischen Pumpenspeicherung, die Anlage nicht auf der Nutzung einer Rohwasserkraft, sondern meist nur auf Wasserentnahme aufgebaut ist; der zweite Faktor, das Gefälle, wird künstlich geschaffen, und zwar meist völlig unabhängig vom Entnahmefluß. Die Wasserentnahme beschränkt sich u. U. beim Pumpen im Kreislauf zwischen einem oberen und einem unteren Becken auf den Ersatz der Verdunstungs- und Sickerverluste. Trotzdem scheint auch bei solchen Anlagen unter völliger Verkennung des ursprünglichen Sinnes des „Heimfall“ eine beschränkte Verleihungszeit bei ähnlichen Heimfallbedingungen wie bei Wasserkraftwerken üblich zu werden; darüber hinaus wird sogar noch Wasserzins auf nicht vorhandene Rohpferdekräfte erhoben. Es ist einleuchtend, daß hier höchstens ein Entgelt, bezogen auf die aus dem Fluß entnommene Wassermenge, in Betracht kommt, im übrigen aber nur ein Rückkaufsrecht des Staates, niemals jedoch ein Heimfallrecht.

Weiter ergibt sich für  $v\alpha = 1 = K_i$  der Wert  $n = 0$ . D. h. bei voller Entschädigung könnte jederzeitiger Heimfall verlangt werden. Dieser Fall wird praktisch mit der Ausübung des Rückkaufsrechtes angewendet. Um nicht prohibitiv zu wirken, muß dem Unternehmen eine nicht zu kurz bemessene Mindestnutzungszeit gewährt werden, außerdem müßte die Entschädigung bei verhältnismäßig früher Ablösung nach dem Ertragswert, bei späterem Rückkauf allmählich dann nach der Höhe des investierten Kapitals unter Berücksichtigung der inzwischen eingetretenen Wertminderung erfolgen.

Schließlich noch  $\frac{1-v\alpha}{q} = \text{const.}$  Aus der Gleichung

$$n = \frac{\log \left( \frac{1-v\alpha}{q} + 1 \right)}{\log p}$$

geht hervor, daß nur allein für diesen Fall eine gleiche Verleihungszeit für alle Kraftwerke gerechtfertigt wäre; sie wäre dann nur noch in Abhängigkeit vom Kapitalzinsfuß zu errechnen. Die Bedingung  $\frac{1-v\alpha}{q} = \text{const.}$  würde bedeuten, daß man jeder Anlage individuelle Zugeständnisse hinsichtlich der Entschädigungsbedingungen beim Heimfall in Abhängigkeit vom Wert der Rohwasserkraft zu machen hätte. Dieser Weg ist durchaus unklar und praktisch nicht gangbar. Es sollte nur gezeigt werden, welche Bedingungen die Festlegung einer gleichen Verleihungszeit für alle Kraftwerke verschiedensten Charakters eigentlich zur Voraussetzung hätte, wenn man, was tatsächlich in der Absicht der Verleihungsbehörden liegt, alle Werke gleich behandeln will.

Wenn man nun das bisher Besprochene überblickt, könnte es scheinen, als ob allen Werken gerechtwerdende Heimfallbestimmungen so umständlich zu ermitteln sind, daß ein praktischer Vorschlag kaum gemacht werden kann. Und doch läßt sich zunächst als einfachste und wesent-



lichste Folgerung ableiten, daß die Verleihungszeit lieber zu lang als zu kurz bemessen werden sollte, wenn man den Wasserkraftausbau nicht hindern will. Eine Förderung oder eine einseitige Begünstigung, die im gegenwärtigen Augenblick allgemein ja auch kaum angebracht ist, erfolgt dadurch noch lange nicht. Aber es gibt Teile Deutschlands besonders im Süden, die immer und jederzeit, ähnlich wie die benachbarte Schweiz, in erster Linie auf Energie aus Wasserkraften angewiesen sein werden, deren Unternehmungen von den Regierungen verlangen dürfen, in der Heimfallsfrage mindestens nicht ungerecht behandelt zu werden. Die zweite allgemeine Folgerung lautet: Anpassung der Heimfallvorschriften an die französischen Gesetzesbestimmungen wegen Festlegung der Pflicht des Staates zur rechtzeitigen Voranmeldung wegen Ausübung des Heimfallrechtes und zur Beteiligung an der Unterhaltung und Erneuerung etwa in den letzten 10 Jahren der Verleihungszeit. Weiterhin könnte generell festgelegt werden, daß die in der oben angeregten Weise festgesetzte Verleihungszeit als Mindestnutzungsdauer zu gelten hat, die der allgemeinen oder besonderen Wirtschaftslage des Werkes entsprechend auf Antrag nachträglich verlängert werden kann.

Als oberster Grundsatz aber hätte zu gelten, daß eine wirklich gleiche Belastung aller Werke durch die Heimfallbestimmungen bei einer einheitlich festgelegten Verleihungszeit nicht möglich ist, sondern daß sie durch Berücksichtigung der besonderen wirtschaftlichen Bedingungen jedes einzelnen Werkes, die durch den Wert der Rohwasserkraft, die Art des Aufbaues des Werkes und den Kapitalzins gegeben sind,

notgedrungen verschiedene Verleihungszeiten zur Folge haben muß. Aus den oben gegebenen Zahlenübersichten geht hervor, daß eine nicht ganz zutreffende Annahme des Gliedes  $\nu$  a viel geringeren Einfluß auf die zu berechnende Verleihungsdauer hat, als unrichtig zugrunde gelegte  $q$ - und  $p$ -Werte. Da gerade diese Werte u. U. starken, nicht übersehbaren Schwankungen unterworfen sind, ist eine nachträgliche Verlängerung der Nutzungszeit kein unbilliges Verlangen.

Im übrigen sollten bereits die Vollzugsverordnungen der verschiedenen Wasserkraftgesetze (wie z. B. in der Schweiz) klarere Bestimmungen und Richtlinien hinsichtlich der allgemeinen und besonderen Heimfallbedingungen enthalten. Diese Richtlinien sind nur von technischvolkswirtschaftlichen und rechtlichen Überlegungen abhängig und sollten mehr, als bisher in Einzelfällen möglich, dem Einfluß der Politik entzogen sein.

Was schließlich die Art der Größe der Werke angeht, die überhaupt vom Heimfall betroffen werden sollen, so sei auf das an anderer Stelle Gesagte verwiesen<sup>9)</sup>, daß nämlich nur Werke, die für die Landeselektrizitätsversorgung durch ihre Größe oder ihre Speichereigenschaft eine gewisse Bedeutung haben, davon betroffen werden sollten. Die übrigen Werke sollten freibleiben, wobei sie mit einem entsprechenden jährlichen Entgelt zu belegen wären. Besonders sei nochmal hervorgehoben, daß diese Folgerungen zur Voraussetzung haben, daß von einem Wasserzins auf die Rohnpferdekraft oder einer ähnlich aufgebauten oder wirkenden Abgabe neben dem Heimfall als von einer Doppelbelastung abzusehen ist.

<sup>9)</sup> Vgl. E.T.Z. 1925, Nr. 27.

## BETONSTRASSEN IN URUGUAY.

Von Dipl.-Ing. Reg.-Baumeister a. D. Wilhelm Lohrmann, Direktor der Dyckerhoff & Widmann S.-A., Buenos Aires.

Das Problem der Straßenpflasterung verlangt angesichts des riesenhaft wachsenden Automobilverkehrs in den südamerikanischen Städten, des vielfachen Mangels jeglicher Straßenbefestigung in den äußeren Wohnbezirken und des raschen Anwachsens der Bevölkerungszentren, eine dringliche Lösung.

Nordamerika, das den Automobilmarkt in den südamerikanischen Staaten fast ganz beherrscht, ist auch für letztere in der Anwendung moderner Straßenbaumethoden und -systeme richtunggebend. Die panamerikanischen Straßenbaukongresse, wovon der letzte in Buenos Aires im Oktober 1925 stattfand, haben einen Austausch der Erfahrungen der verschiedenen nord- und südamerikanischen Länder herbeigeführt. Es ist nicht zuviel gesagt, wenn behauptet wird, daß Nordamerika mit der Hergabe dieser Erfahrungen gleichzeitig indirekt seine Automobilindustrie unterstützt und für den Absatz seiner Straßenbaumaschinen sorgt. Außer den bereits bekannten, aber teuren Straßenpflasterungen mit Granit (normales Groß- und Kleinpflaster) und Stampfasphalt, die nach wie vor unter bestimmten Voraussetzungen Anwendung finden und besonders in neu erschlossenem, aufgefülltem Gelände Bedeutung haben, erlangen jedoch besondere Beachtung die Beton- und Concrete-Asfaltico-Straßen dank ihrer technischen und wirtschaftlichen Vorzüge. Während man über Bewährung der letzteren mit Rücksicht auf die eigenartigen klimatischen Verhältnisse in Uruguay und Argentinien ein abschließendes Urteil noch nicht fällen kann, hat die Betonstraße — besonders in Montevideo und Umgebung — eine Bewährungszeit von etlichen Jahren hinter sich, und der beste Beweis dafür, daß man zu diesem System Vertrauen hat, ist der, daß es von Jahr zu Jahr in steigendem Maße Anwendung findet, so daß die bereits ausgeführten und in Ausführung begriffenen Straßenflächen schon das Ausmaß von rd. 700 000 m<sup>2</sup> innerhalb des Stadtgebietes Montevideo erreichen. Beispielsweise kamen in einem gewissen Zeitraum des Jahres 1925 von ungefähr 420 000 m<sup>2</sup> vorgesehenen Straßen-

flächen allein 58% in Beton zur Ausschreibung. Die Anwohner, welche für die Bezahlung der Straßen aufzukommen haben, ziehen heute schon die Betonstraße wegen ihrer allgemeinen Annehmlichkeiten und Vorzüge jedem anderen System vor.

Begünstigt wurde die Einführung von Betonstraßen durch das Vorhandensein guten und relativ billigen Granitschotters,

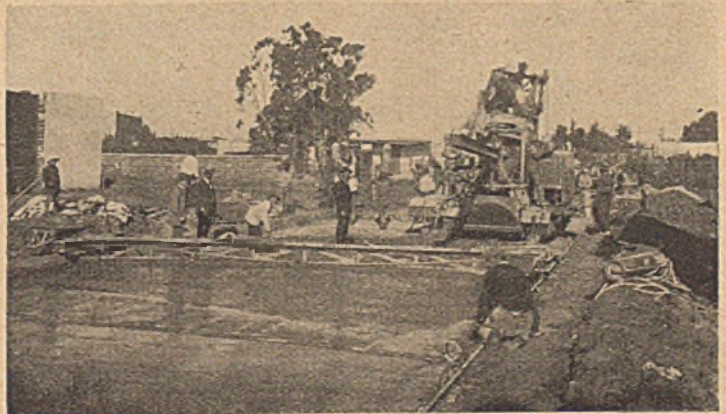


Abb. 1.

der in den nahe der Stadt gelegenen Steinbrüchen gewonnen wird. Die Baukosten für die Ausführung von Betonstraßen, einschl. der Vorbereitung des Planums, schwanken pro Quadratmeter zwischen 5,50 und 6,50 \$ o/u, wobei die Zahlung zuzüglich Zinsen innerhalb 5 Jahren mittels 10 Einhalbjahresquoten seitens der Anlieger erfolgt. Granitgroßpflaster kostet wenigstens 7,50 \$ o/u pro m<sup>2</sup>, während Kleinpflaster und Stampfasphalt — einschl. Betonunterlage — auf 9—10 \$ o/u pro m<sup>2</sup> kommt. (1 \$ o/u = 1 nordamerikanischer Dollar.)

Die Betonstraße hat neben dem wirtschaftlichen Vorzug den anerkanntswerten technischen Vorteil des geringen Widerstandes für die Fahrzeuge und verhindert trotzdem bei entsprechender Oberflächenausführung auch bei nebligem und regnerischem Wetter ein Gleiten der Zugtiere und Fahrzeuge. Die Betonstraße wird ferner nicht beeinflusst durch Temperaturen, wie dies bei bituminösen Decken der Fall ist, die an sehr heißen Tagen den Nachteil der Erweichung zeigen, sowie den der Absorbierung und Ausstrahlung der Sonnenhitze. Andererseits steht die Betonstraße wegen der relativen Fugenlosigkeit und Staubfreiheit in hygienischer Hinsicht an erster Stelle.

Die Firma Dyckerhoff & Widmann S.-A. brachte im Laufe der vergangenen zwei Jahre in den Stadtvierteln Pocitos, Prado, Munoz und Malvin ca. 100000 m<sup>2</sup> Betonstraßen zur Ausführung. Das System ist durchweg dasselbe. Die 15 cm starke Fahrbahnplatte bildet mit den anschließenden Bordsteinen eine zusammenhängende Konstruktion. Meist sind die nordamerikanischen Konstruktionsformen ohne weiteres übernommen, woraus sich auch die Anwendung einer Armierung erklärt, die hierzulande vielleicht aber auch eine bei den außerordentlich starken Temperaturdifferenzen wünschenswerte Zugabe darstellt. Die gut abgerundete Form der Kanten der im allgemeinen 6—8 m breiten Fahrbahn verhütet ein Absplittern derselben. Temperaturfugen sind im Abstand von je 12 m quer zur Straße angeordnet. Die Betonmischung besteht aus 450 kg Portlandzement auf 1500 l Sand und Schotter.

Für die Ausführung muß oberster Grundsatz sein: eine erstklassige Arbeit zu liefern bei Anwendung bester Materialien; dadurch werden die Unterhaltungskosten auf ein Minimum reduziert.

Die Mischung des Betons mit passendem Wasserzusatz, seine Verarbeitung und die nachherige Anfeuchtung muß auf

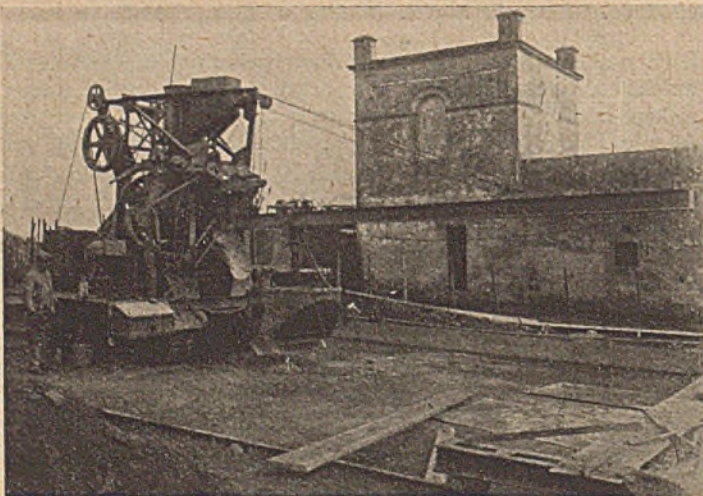


Abb. 2.

das sorgfältigste geschehen. Beim Übergang von einem Feld zum anderen dürfen nicht die geringsten Höhenunterschiede bestehen, denn solche würden Stöße der Fahrzeuge und damit entsprechende Zerstörungerscheinungen der Plattenränder zur Folge haben. Über die Ausführungsweise selbst vermitteln die Abb. 1 u. 2 einen Eindruck. Das Betonieren geschieht mit einer auf Raupenschleppern selbstfahrbaren Mischmaschine (System Austin Machinery Corporation); der Inhalt des an einem Ausleger verfahrbaren Klappkübels beträgt 750 l. Die Materialien werden mit Muldenkippern, die im Innern durch Querbleche für die einzelnen Zuschlagsstoffe abgeteilt sind, angefahren. Der Beton selbst wird in steifflüssigem Zustande verarbeitet. Bei armiertem Beton wird nach Einbringen und Verteilen der unteren Schicht von 10 cm Stärke das Eisennetz verlegt, das in größeren Matten fertig geflochten zurechtgelegt wird. Hernach kommt die Oberschicht, wofür der Beton mit

dem verhältnismäßig langen Ausleger der Maschine entsprechend verteilt werden kann. Für das Abziehen der Oberfläche wird eine fahrbare Profillehre verwendet, welche auf den Schalblechen für die Bordsteine läuft. Nach dem Abziehen wird von dem Profilwagen aus die Oberfläche soweit erforderlich nach-

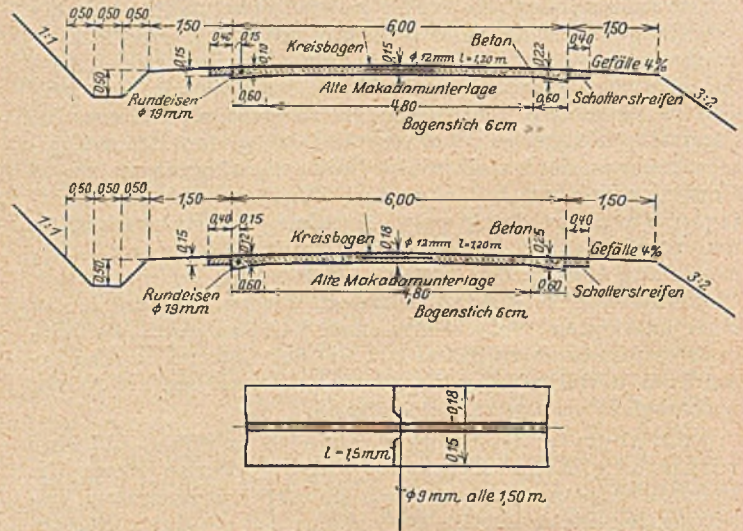


Abb. 3.

gebessert und mit Kellen geglättet. Alsdann erfolgt noch eine Behandlung mit einer Glättwalze in der Längs- und Querrichtung der Straße. Diese Walze hat bei 25 cm Durchmesser und 1,85 m Länge ein Gewicht von 30—35 kg. Durch ihre Hin- und Herbewegung wird der Beton komprimiert und das überschüssige Wasser ausgepreßt. Zum Schluß — und zwar wenn der Beton bereits etwas angezogen hat — wird die Oberfläche mittels eines breiten Riemens (s. Abb. 1), der quer über die Straße hin- und hergezogen wird, endgültig geglättet. Wenn die Oberfläche des Betons alsdann genügend erhärtet ist, wird sie mit einer 5 cm starken Erdschicht abgedeckt, die 15 Tage lang feucht gehalten und nach 30 Tagen endgültig entfernt wird. Erst dann wird die Straße dem Verkehr übergeben. Hochwertiger Zement, der die Fristen wesentlich abkürzen würde, ist bisher nicht zur Verwendung gekommen.

Außer dem vorbeschriebenen System für Betonstraßen innerhalb des Stadtgebietes kommen neuerdings seitens der staatlichen Baubehörden in Uruguay für die verkehrsreichen Landstraßen Ausführungen in Anwendung, wie sie die beigegebenen Querschnittsskizzen zeigen (s. Abb. 3); ähnliche Typen, wie sie bereits in ausgedehntem Maße in Nordamerika ausgeführt sind. Man hat damit begonnen, dieses System auf den stark befahrenen und von Montevideo ausgehenden Landstraßen einzuführen, nachdem schon vor einigen Jahren die Landstraße Montevideo—Colon eine ähnliche Ausbildung erfuhr, die sich unter dem zum Teil schweren und lebhaften Verkehr gut gehalten hat. Für die Landstraße Montevideo—Santa Lucia mit 4 km Länge und die Straße Montevideo—Minas in einer Länge von 6 km, die beide in öffentlicher Submission der Firma Dyckerhoff & Widmann S.-A. im Jahre 1925 zugeschlagen wurden, mußte nach den Ausschreibungsbedingungen für die beiden 6 m breiten Betondecken auf bestehender Makadamstraße nach nordamerikanischem Muster eine leichte Bewehrung in der Mitte gewählt werden. Bemerkenswert ist der Umstand, daß bei der zweiten Landstraße verschiedene Fugenanordnungen getroffen wurden: z. T. sind die Quertfugen 15 m, dann 25 m entfernt; eine Strecke von 200 m ist ohne jede Fuge und die letzten 1,5 km weisen überhaupt keine Quertfuge, sondern nur eine Längsfuge auf. In der Längsfuge ist ein galvanisiertes Blech 1,5 mm dick eingelegt, das mit einer keilförmigen Abbiegung versehen ist, um auf diese Weise den Zusammenhang in vertikaler Richtung zu gewährleisten. Bei der Ausführung wird dieses Blech mit

kurzen 9 mm-Rundeisen im Untergrund festgenagelt. Die Stärke der Betonplatte beträgt bei einem Stich von 6 cm 15 bzw. 18 cm, nach dem Rande zu wird sie auf 22 bzw. 25 cm verstärkt. Einen Teil der betonierten Straße zeigt die Abb. 4.

Vor der Ausführung der Betonierung wird die Oberfläche der alten Makadamfläche reguliert, indem man mit einem Straßenaufreißer den obersten Teil des Schotters aufbricht, alsdann gemäß der unteren Plattenbegrenzung verebnet und festwalzt.

Nach erfolgter Vorbereitung des Planums geschieht die Betonierung in ähnlicher Weise wie bei den städtischen Straßen. Bei der Landstraße Maldonado mußte eine Hälfte durchlaufend hergestellt werden, um für den durchgehenden Verkehr einen schmalen Streifen frei zu lassen.

Für die Betonmischung werden 500 kg Zement zu 1800 l Sand und Schotter gegeben. Der Beton wird mit verhältnismäßig wenig Wasserzusatz verarbeitet.

Längs der Ränder der Betonstraße wird ein Schotterstreifen angelegt, der genügend festgewalzt wird. Auf diese Weise wird ein Absplittern der Kanten beim Übergang des Fahrzeuges von den seitlichen Banketten nach der Betonfahrbahn vermieden. Der Preis dieser Straßen stellt sich pro laufenden Meter auf 23,50 \$ o/u bei einer Stärke von 15 cm, bzw. 26,25 \$ o/u bei einer Stärke von 18 cm, was einem Quadratmeterpreis von 3,92 bzw. 4,37 \$ o/u entspricht. Abb. 4 zeigt einen Teil der ausgeführten Strecke nach Santa Lucia, wobei im Hintergrund der Bilder die recht ansehnliche Steigung auffällt. Die Straßen haben bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt.

Für den Automobilverkehr unseres südamerikanischen Landes mit seinen großen Temperaturschwankungen stellt

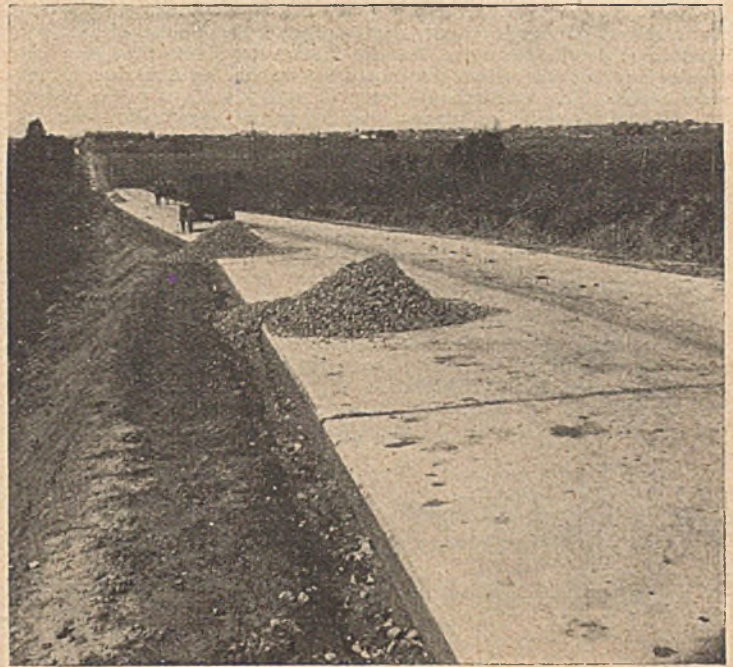


Abb. 4.

dieses System die idealste Straße dar, und es ist zu erwarten, daß es sich ähnlich wie in Nordamerika so auch in den südamerikanischen Staaten weiter einbürgern wird.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Vorschriften über die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (F. A. E.).

Die neuen von der Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen Vorschriften über die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke sind gegenüber den bisher gültigen wesentlich erweitert und vervollständigt; sie fußen auf den bis jetzt gesammelten Erfahrungen und enthalten zahlreiche Ansätze für einen weiteren Ausbau. Die Farbenindustrie wird in keiner Weise in ihrer Weiterentwicklung gehemmt, auch verbleibt den vergebenden Stellen volle Freiheit bei der Beschaffenheit der Farben und der Ausführung des Anstriches.

Unverändert sind neben den Ölfarben auch Teerfarben zugelassen; für dieselben wird ein bestimmtes Verhältnis der Grundstoffe zueinander empfohlen, nur die Verarbeitung auf der Baustelle wird einheitlich geregelt.

Als Farbstoffe für die Ölfarben werden Zink-, Blei- und Eisenverbindungen vorgeschrieben; die chemische Zusammensetzung sowie der Reinheitsgrad für einzelne Stoffe, wie für Zinkoxyd und Eisenoxyd, sind angegeben. Diejenigen Füllstoffe, welche für die Haltbarkeit der Rostschutzfarben schädlich sind, sind aufgeführt; ihre Verwendung ist untersagt. Als Bindemittel für die Ölfarben sollen Leinölfirnis und Holzölfirnis verwendet werden; Angaben darüber, welchen chemischen und physikalischen Bedingungen diese Firnisse genügen müssen, sind nicht gemacht, nur wird verlangt, daß sie frei von Kumaronharz, Kolophonium und dessen Verbindungen sind. Für die Farblieferer dürfte es von Wert sein, wenn es sich künftig ermöglichen ließe, die Eigenschaften der Bindemittel festzulegen. Als Verdünnungsmittel sind Terpentinöl, gereinigtes Kienöl, Erdöldestillate und hydriertes Naphthalin erlaubt; auch bei diesen Stoffen ist davon abgesehen worden, Vorschriften über ihre chemische Zusammensetzung zu geben, jedoch werden bestimmte Anforderungen an den Flammpunkt, das Rauminheitsgewicht und die Destillationsfähigkeit gestellt. Die für die Tönung des letzten Deckanstriches verwendeten Farben müssen frei von verbotenen Beimengungen sein, auch dürfen die letzteren die ersten Anstriche nicht chemisch beeinflussen.

Sehr wesentlich ist, daß die Farben in streichfertigem Zustande ohne Zwischenhandel unmittelbar von dem Hersteller zu beziehen sind; erfolgt die Lieferung in Pastenform, so ist eine besondere Erlaubnis erforderlich. Nur Bleimennige darf trocken zur Anlieferung kommen. Das Mischen der Farbstoffe und Bindemittel wird durch eingehende Vorschriften geregelt, auf den Wert der maschinellen Verarbeitung wird eindringlich hingewiesen. Die Höhe des Zusatzes von Verdünnungsmitteln zu den Bindemitteln bleibt den Herstellern der Farbe überlassen; sie ist bei der Lieferung anzugeben. Auf der Baustelle darf bei kälterer Witterung ein weiterer Zusatz von Verdünnung bis höch-

stens zu 2,5% der Farbe erfolgen; die Verdünnung soll aber 40% des Bindemittels der betreffenden Farbe enthalten. Die Mischungsverhältnisse zwischen den Bindemitteln und den Farbstoffen sind für die einzelnen Arten der letzteren, für den Grundanstrich, für den vorläufig nur Bleimennige zugelassen ist, und für die Deckanstriche festgelegt. Gewährfristen werden für die Dauerhaftigkeit der Farben nicht gefordert.

Die Untersuchung der gelieferten Farbe erfolgt in den chemischen Untersuchungsstellen der Reichsbahn, die Entnahme der Proben ist geregelt. Da über die Untersuchungsverfahren keine Vorschriften erlassen sind und da die zu verlangenden chemischen und physikalischen Eigenschaften nur in geringem Umfange festgelegt sind, so liegen Meinungsverschiedenheiten zwischen Besteller und Lieferer durchaus im Bereiche der Möglichkeit.

Für die Entrostung der Eisenflächen ist sowohl Handarbeit wie auch Sandstrahlentrostung zugelassen, letztere wird bevorzugt; welche Art der Entrostung zur Anwendung gekommen ist, ist in jedem Einzelfalle auf dem betreffenden Eisenbauwerk zu vermerken. Die Güte der Arbeit ist vor Aufbringung des Grundanstriches festzustellen; die einzelnen Deckanstriche dürfen nur aufgebracht werden, nachdem die vorhergehenden Anstriche getrocknet und von Staub und Ruß gereinigt sind. Das Aufbringen der Anstriche soll bei warmer, trockener Witterung mit dem Pinsel erfolgen; die Aufbringung des ersten Anstriches aus reinem Öl hat mittels eines Lappens zu erfolgen, um dem ersten Überzug eine tunlichst geringe Stärke zu geben. Das Auftragen der Anstriche durch Druckluft ist nur mit besonderer Erlaubnis zugelassen. Auf die Beachtung der Witterung während der Anstricharbeiten wird besonderer Wert gelegt. Die Vorschrift, daß, wenn die Arbeiten wegen ungünstiger Witterung unterbrochen werden müssen, die ausfallenden Stunden mit dem Tariflohnsatz vergütet werden, ist geblieben; die Arbeiter sind aber gehalten, während der Unterbrechung andere angemessene Arbeit, die ihnen zugewiesen wird, zu übernehmen. Diese Anordnung wird ohne Zweifel ihren Einfluß auf die Güte der Anstrichausführung, für welche eine zweijährige Gewährfrist vorgesehen ist, nicht verfehlen. Auf den Wert der rechtzeitigen Ausbesserung des Anstriches wird besonders aufmerksam gemacht.

Den Vorschriften ist als Anhang das Bleimerkblatt des Reichsarbeitsministers beigelegt, in einem weiteren Anhang sind Richtlinien über die Herstellung von Hängegerüsten zu Ausbesserungsarbeiten an Brücken und Ingenieurbauten gegeben. Es dürfte sich empfehlen, daß die Reichsbahn-Gesellschaft Anweisungen über die Ausführungsart der in den Regelfällen zur Verwendung kommenden Gerüste erläßt und die Stärke und Freilänge der Gerüsthölzer, Bohlen usw. vorschreiben würde; auf diese Weise würden die Malermeister von der Vorlage von Zeichnungen, Festigkeitsnachweisen usw. entlastet.

Die für den inneren Dienst der Reichsbahn-Gesellschaft bestimmten Vordrucke über Nachweisung der Anstrichprüfung usw. dienen der Sammlung der Erfahrungen über die Kosten der Entrostung, der Anstriche und des Verhaltens derselben; sie werden im Laufe der Jahre ein wertvolles Material für die Weiterentwicklung der Vorschriften bilden.

Es ist nicht zu verkennen, daß die neuen Vorschriften wesentliche Fortschritte und Verbesserungen gegenüber den alten Vorschriften enthalten; sie gewährleisten die dem heutigen Stande der Technik entsprechende Güte der Anstrichausführung; bei der überwiegenden Bedeutung, die dem Anstrich für die Lebensdauer der Eisenbauwerke zukommt, sind sie von den Eisenbauwerkstätten auf das lebhafteste zu begrüßen.

**New Yorker dritte Untergrundbahn im Bau.**

Für den Bau der dritten Untergrundbahn sind die Verfahren in Aussicht genommen, die sich bei der Erweiterung des Untergrundbahnnetzes in Queens und Brooklyn bewährt haben, nämlich Sprengwerkraumzimmerung der Baugruben mit gegossenen Schuhen an den Knotenpunkten (Abb. 1) zur Schaffung freier Arbeitsräume von wenigstens 3 m lichter Höhe und Verwendung von Kraftschaufeln

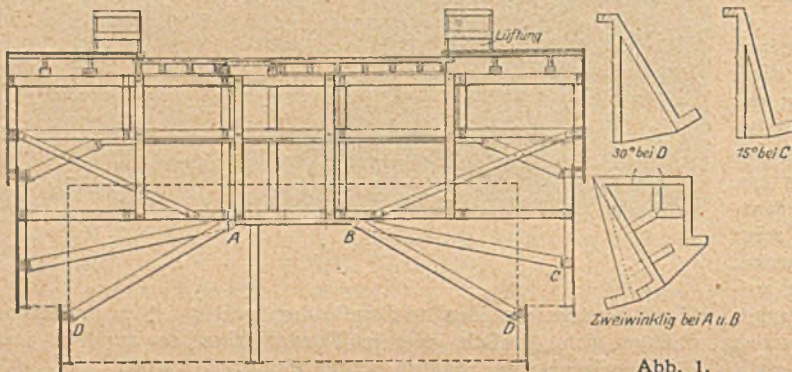


Abb. 1.

mit Gasolin- und elektrischem Antrieb, besonders für die niedrigen Arbeitsräume gebaut. Die Kraftschaufeln leisteten im offenen Einschnitt (bis 3,5 m Tiefe) in einer 8-stündigen Schicht durchschnittlich 200 m<sup>3</sup>, bestenfalls 500 m<sup>3</sup>, unter der Zimmerung durchschnittlich 150 m<sup>3</sup>, bestenfalls 300 m<sup>3</sup>. Für alle Regelbetonarbeiten sind versetzbare, stellenweise fahrbare stählerne Schalungen benutzt worden. (Nach Engineering News-Record vom 8. Juli 1926, S. 45 und 60—63 mit 8 Abb.)

Von der dritten New Yorker Untergrundbahn sind die ersten 16,83 km in 22 Losen an 15 Unternehmer für rd. 94,6 Mill. Dollar vergeben worden, was einem Durchschnittspreis von rd. 5,6 Mill. Dollar für 1 km entspricht. Dabei sind den Unternehmern neben den baulichen Maßnahmen zur Aufrechterhaltung und Sicherung des Verkehrs auch die Reinhaltung aller vorübergehenden Einrichtungen auferlegt, ebenso alle Maßnahmen für ungestörten Betrieb einseitig umgelegter Leitungen und das Unterfangen seicht gegründeter Häuser sowie alle Verantwortung für ihre Vorkelungen. Die Stützstellen der einseitigen Straßendecken müssen ständig beleuchtet und durch Laufstege zugänglich sein, so daß sie jederzeit untersucht werden können. (Nach Engineering News-Record vom 22. Juli 1926, S. 142—146 mit 3 Zeichn. und 5 Lichtbildern.)

Das dritte Baulos umfaßt 900 m viergleisige Untergrundbahn der Regelanordnung mit 18 m Breite in der 30 m breiten 8. Avenue (mit Hochbahn, zweigleisiger Straßenbahn und vielen Leitungen aller

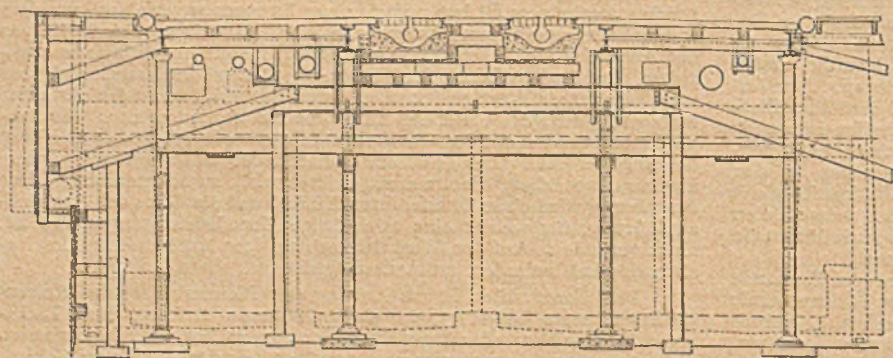


Abb. 2.

Art), ist für 4,9 Mill. Dollar Gesamtkosten mit 42 Monaten Bauzeit verdungen, wobei 150 000 m<sup>3</sup> Aushub zu bewältigen und 22 500 m<sup>3</sup> Beton und 3300 t Stahlwerk einzubringen sind. Die 15 cm starke

Pfostendecke der Straße stützen vier I-Längsträger von 50 cm Höhe, die paarweise durch 30 cm hohe Holzträger auf den Unterflanschen und 2 cm starke Querstangen in der Mitte verbunden sind (Abb. 2). Die Straßengleise sind durch 60 cm hohe I-Träger in je 3 m Abstand unterfangen, die gegen Verschiebung abgestützt und mit ihren 30 x 30 cm starken Ständern durch Eckwinkel verbunden sind (Abb. 2). In den so geschaffenen weiten Arbeitsräumen besorgten vier elektrische Kraftschaufeln und 30 Lastkraftwagen für je 4 m<sup>3</sup> Ladung die Gewinnung und Abfuhr von 150 000 m<sup>3</sup> in 6 Monaten, die Abfuhr ging dabei über zwei Rampen mit 15% Steigung nach Nebenstraßen, was weniger störte als Krane und Lücken in der Baustraße.

Der Beton für das ganze Baulos ist von einer einzigen, ganz umbauten Mischanlage, die Heißdampf von einem Kessel mit Ölföuerung erhielt, geliefert und durch drei Lastkraftwagen mit je 1 1/8 m<sup>3</sup> Ladung verteilt worden. In den schlimmsten Wintertagen wurden 200 Mischungen eingebaut. Die Unternehmer haben im ersten Viertel der bedungenen Bauzeit (12 Monate) schon 70% des Wertes der übernommenen Leistungen fertiggebracht. (Nach L. White, Ingenieur und Bauunternehmer, in Engineering News-Record vom 5. August 1926, S. 216—219 mit 4 Lichtbildern und 2 Zeichn.)

Zum dritten Baulos gehört auch das Unterfangen von rd. 100 Ständern der Hochbahn und ihre Abstützung auf die neue Untergrundbahndecke. Das sonst in New York übliche Verfahren erschien hier nicht anwendbar, weil hölzerne Türme zum unmittelbaren Abfangen der Fahrbahn zu hoch geworden und dem Anbrennen und Anfahren ausgesetzt gewesen wären und weil die Phoenixsäulen der Ständer keinen sichern Zwischenstützpunkt geboten hätten. Die Unternehmer haben deshalb das patentierte Verfahren von Spencer, White and Prentiss angewendet. Um jeden Ständerfuß (Ziegelmauerwerk in Zementmörtel mit rd. 9 m<sup>2</sup> Grundfläche) wurden sechs Stahlrohre von 40 cm Weite und 10 mm Stärke durch Druckwasserpumpen in den Untergrund, der durchweg aus Sand und Kies bestand, eingetrieben (meist 1,5 m unter die künftige Sohle) und dann ausbetoniert. Darauf ist ein Druck im 1,3 fachen der rechnermäßigen Last (bis 120 t zu 900 kg) aufgebracht und unter diesem eine passend zugeschnittene I-Eisenstütze so fest zwischen Ständerfuß und Tragrohr eingekittet worden, daß die Bewegung beim Nachlassen der Pressen

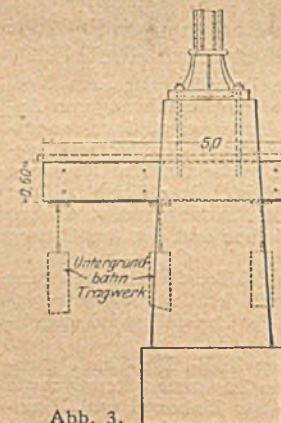


Abb. 3.

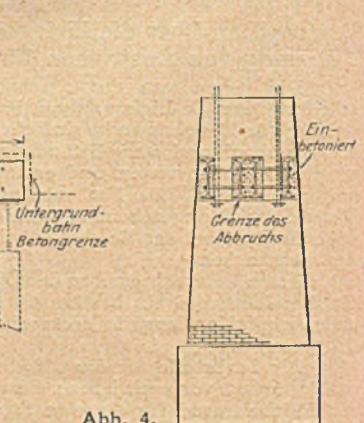


Abb. 4.

unter 0,1 mm blieb. Vor dem Ausschachten wurden in die Ständerfüße nacheinander noch vier 5 m lange und 60 cm hohe I-Träger (Abb. 3 u. 4) zum künftigen Abstützen auf das Bahntragwerk eingezogen und einbetoniert. Nach dem Ausschachten ist der unter die Bahndecke fallende Teil des Ständermauerwerks von Bohrlöchern aus abgekeilt und durch vorsichtiges Sprengen weiter zerkleinert worden. Die Rahmen der Untergrundbahn sind gleichmäßig unter die I-Träger der Ständerfüße gesetzt (Abb. 3), dann durch vier Druckwasserpumpen die Füße um 10 mm gehoben worden, was eine Probe aller Teile mit der Betriebslast ergab, und dabei die Verbindungsstücke eingepaßt worden. Das Anheben und Einpassen erforderte bald nur 15 Minuten. Der Zwischenraum zwischen Ständerfuß und Bahndecke wurde schließlich vergossen. Alle Arbeiten sind ohne Beschränkung des Hochbahnbetriebes ausgeführt worden und haben nirgends dauernde Höhenänderungen über 6 mm ergeben. (Nach L. White, Ingenieur und Unternehmer in New York, Engineering News-Record vom 9. September 1926, Seite 418—421 mit 3 Lichtbildern und 4 Zeichnungen.)

Das Baulos in der St.-Nicholas-Avenue ist 800 m lang und erhält vier Gleise nebeneinander, nebst zwei Abstellgleisen am Nordende, und eine Fernverkehrshaltestelle. Zur Vorbereitung der Bauarbeiten in der 30 m breiten Straße waren viele Gasleitungen von 30 bis 120 cm Lichtweite über die Straße hochzuführen und alle Gebäude, 4- bis 6-geschossig, zu unterfangen. Der Aushub, 90 000 m<sup>3</sup> Fels und 110 000 m<sup>3</sup> Boden, ist durch Kraftschaukeln unmittelbar in Kraftwagen verladen und über seitliche Rampen abgefahren worden. Beim Felsausbruch und in der Nachbarschaft von Gebäuden sind Strebe Pfeiler stehen gelassen und erst nach Abstützung der Zwischenstrecken auf das Stahlwerk der Bahn weggenommen worden. Längs einer Parkstrecke ist nur die Hälfte der Straße einseitig überdeckt, die andere halbe Breite in offenem Einschnitt hergestellt worden. Der Beton ist in einer Hauptmischanlage mit 1500 m<sup>3</sup> Sand- und 2200 m<sup>3</sup> Steinvorräte behältern hergestellt und durch Kraftwagen verteilt worden. Alle Betonschalungen waren aus Stahl. (Nach Engineering News-Record vom 7. Okt., S. 568—572 mit 5 Zeichnungen und 6 Lichtbildern.) N.

**Amerikanische Klappbrücke für sechs Eisenbahngleise.**

Diese im Engineering News-Record vom 21. Oktober 1926 beschriebene Klappbrücke, die im Jahre 1925 von der Firma Strauss Bascule Bridge Co. südlich von Chicago erbaut wurde, und die, rein

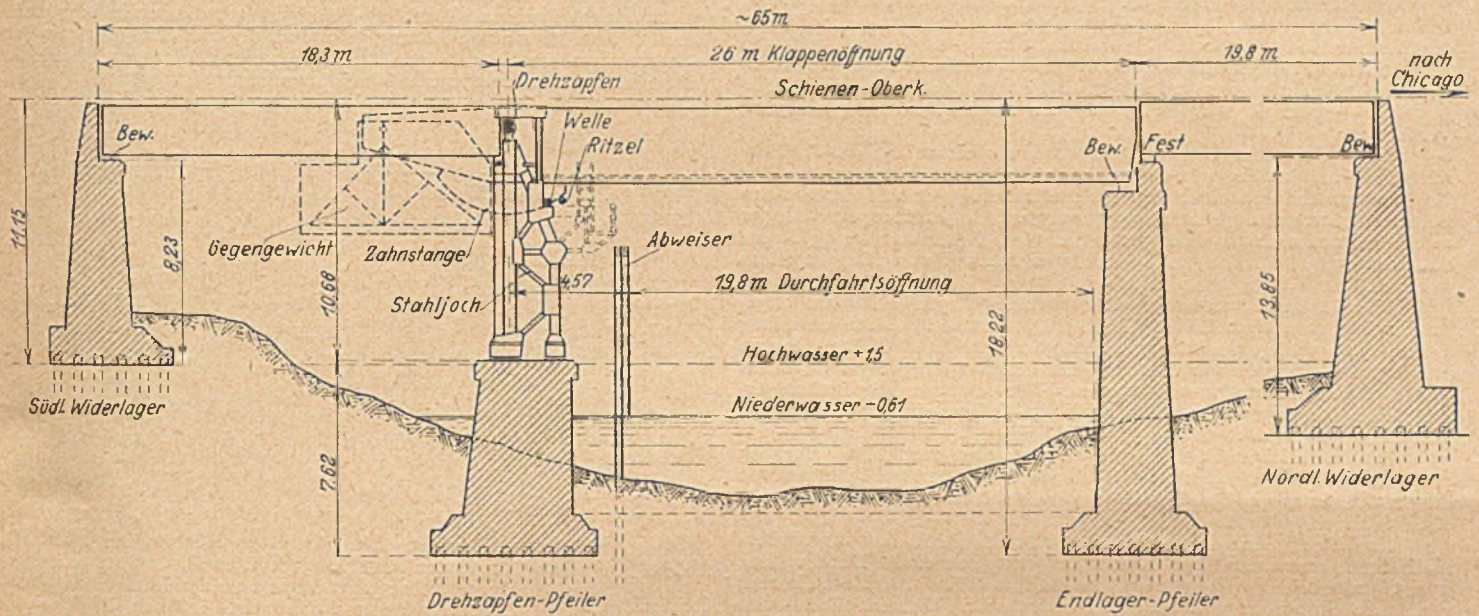
steifungen. Die Hauptträger der Endfelder liegen etwas näher zusammen, wie diejenigen der Klappe, wie es das Raumbedürfnis für die Bewegung der Gegengewichte erfordert.

Zu erwähnen wäre noch, daß der überbrückte Wasserlauf zur Zeit nicht als Wasserfahrstraße dient, vom Staate aber als schiffbar klassifiziert worden ist. Demzufolge forderte das Kriegsdepartement die Anordnung einer beweglichen Brücke, um eine zukünftige Schifffahrt zu ermöglichen. Die Brücke wird daher zur Zeit noch als einfache Balkenbrücke benutzt, die einerseits auf ihrem Drehzapfen und andererseits auf dem Endlager ruht. Die Bewegungsvorrichtungen, die Gegengewichte und der Verriegelungsapparat sollen erst dann eingebaut werden, wenn das Öffnen der Brücke erforderlich wird. Aus diesem Grunde hat man wohl auch die etwas ungewöhnlich scheinende pendelnde Aufhängung der Gegengewichte gewählt.

Cajar.

**Wiederaufbau des Calaveras-Dammes<sup>1)</sup>.**

Der Calaveras-Damm<sup>2)</sup> in Californien ist nach mehr als zehnjähriger Bauzeit im Jahre 1925 vollendet worden. Er besteht bei einer Höhe von 67 m aus Erd- und Felsschüttung — 2,6 Mill. m<sup>3</sup>; das durch ihn geschaffene Becken hat einen Inhalt von rd. 150 Mill. m<sup>3</sup>. Die untere Hälfte war im Schlammverfahren errichtet worden, bis

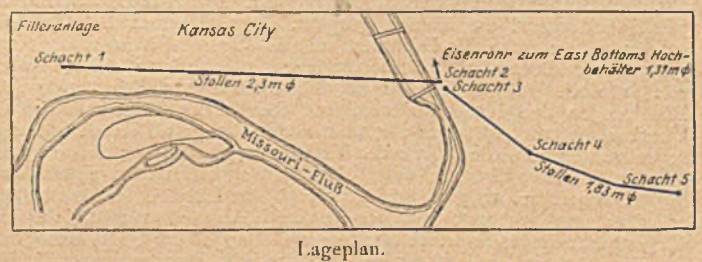


außerlich betrachtet, von hiesigen vielfach ausgeführten Systemen wenig abweicht, weist einige Besonderheiten des Aufbaues und der Einzelheiten auf, die der Beachtung wert sind und daher im folgenden hervorgehoben werden mögen.

Besonders betont wird in der erwähnten Beschreibung zunächst, daß die gesamte Bewegungsvorrichtung der Brücke unterhalb der Fahrbahn liegt. Die ausführende Firma hat bekanntlich in Amerika viele Klappbrücken gebaut, bei denen das entgegengesetzte Prinzip zur Anwendung kam, nämlich Anordnung des gesamten Antriebsmechanismus oberhalb der Fahrbahn, mit dem Ziel, eine möglichst tiefe Lage der Brückenfahrbahn zu erreichen. Im vorliegenden Falle war aber aus betriebstechnischen Gründen gefordert worden, die Fahrbahn von irgendwelchen darüber hinausstehenden Brückenteilen freizuhalten, und die Erfüllung dieser Forderung war auch ohne weiteres möglich, weil die Gleise aus anderen Gründen ohnehin eine verhältnismäßig hohe Lage erhalten mußten. Antriebsmechanismus und Gegengewicht ließen sich daher bequem unterhalb der Fahrbahn unterbringen.

Anordnung und Abmessungen der Brücke gehen aus der Abbildung hervor. Der Querschnitt zeigt eine Einteilung in zwei doppelgleisige und zwei eingleisige Brückeneinheiten. Für gewöhnlich wird die ganze Brücke durch sechs synchron laufende Motoren angetrieben. Sind Reparaturen notwendig, so kann eine jede der vier Einheiten für sich hochgeklappt werden, so daß der Verkehr dann über die anderen Gleise geführt werden kann. Der Drehzapfen ist nicht unmittelbar auf dem Pfeiler, sondern auf eisernen Jochen gelagert, um Platz für das unterhalb des Drehzapfens ausschwingende Gegengewicht zu schaffen. Diese Joche sind in der Mitte untereinander paarweise durch Verbände ausgesteift. Die äußeren Joche haben besondere seitliche Aus-

im Jahre 1918 an der Oberwasserseite über 600 000 m<sup>3</sup> Schüttung mit dem Lehmkern ins Becken abrutschten. Nachher ist der obere Teil durch einen gewalzten Lehmkern, der durch eine Felsschüttung gehalten wird, vollendet worden.



Querschnitt durch den Calaveras-Damm.

Nach dem Dammrutsch waren 2,3 Mill. m<sup>3</sup> im Damm geblieben (unter der Linie ABC, siehe Abb.). Die ersten Arbeiten, die vorgenommen wurden, bestanden im Einbringen einer gewalzten Schüttung bis zu Cote 710' (216,4 m), durch Errichten eines mit dem

<sup>1)</sup> Eng. News-Rec. 1926 S. 514 ff.

<sup>2)</sup> Siehe Eng. News-Rec. 1916 S. 220, 1918 S. 679 und 1178 und 1923 S. 117.

unter dem Damm vorhandenen Durchlaß verbundenen Überlaufschachts von 3,66 m Durchmesser, der erst in 19,8 m Höhe über der Beckensohle lag und 1920 auf 25,9 m erhöht wurde, und im Anlegen eines 455 m langen Abflußstollens von 2,44 m Durchmesser am westlichen Widerlager.

Weiter wurde im Jahre 1920 am Fuße der gewalzten Schüttung ein 3 m breiter Einschnitt bis zum unzerstörten Lehmkern gemacht und mit während des Rutschens aufgehaltene Lehm wieder aufgefüllt und eingestampft. Da in der abgerutschten Masse der Lehm nicht rein, sondern mit Felsbrocken gemischt war, wurde der Aushub hier von Hand vorgenommen und der gewonnene Lehm mit Handkippkarren (0,4 m<sup>3</sup>) auf Feldbahngleisen in den Einschnitt eingebracht.

In den Jahren 1921 und 1922 wurde der „Lehmsumpf“, welcher an der oberseitigen Böschung während des Dammrutschens entstanden war, ausgehoben, einerseits, um ihn durch standfesteres Material zu ersetzen, andererseits, um den Lehm für den Dammkern zu verwenden. Der Aushub erfolgte durch eine kleine Dampfschaufel, das Material wurde in 3-m<sup>3</sup>-Kippkarren auf ein Gerüst befördert und von dort abgeschüttet, so daß es die „gewalzte Schüttung“ in einer Stärke von 6 m (horizontal gemessen) überdeckte und mit dem Lehm des Einschnittes einen einheitlichen Körper bildete, der später bei Anbringen des gewalzten Kernes keine Bewegungen zeigte.

Im Herbst 1922 begann der eigentliche Wiederaufbau: der Lehm für den Kern wurde in einer Entfernung von 2,8 km vom Damm durch eine Dampfschaufel gewonnen, in 3-m<sup>3</sup>-Motorkippkarren angebracht und eingeschüttet, darauf geebnet und durch eine Scheibengge zerkleinert und darauf in 15-cm-Schichten durch eine 12-t-Walze gewalzt — hierbei wurden 5 m<sup>3</sup> der losen Schüttung zu 3 m<sup>3</sup> verdichtet.

Die stützenden Böschungen wurden gleichzeitig durch Felschüttung aus einem 450 m entfernten Steinbruch errichtet. Das Gestein wurde durch einen elektrischen Löffelbagger mit einer 2-m<sup>3</sup>-Schaufel gewonnen. Der Bagger war auf einem Raupenschlepper montiert, was sich als sehr günstig erwies, da er nur wenig Raum einnahm und da keine Zeit durch das Rücken von Baggergleisen verloren wurde.

Das Material wurde in einer normalspurigen Feldbahn angebracht und von 6 m hohen Gerüsten geschüttet. Ein Materialzug bestand aus 3 bis 5 Seitenkippkarren von 9 m<sup>3</sup> Inhalt. Das Gestein wurde im Steinbruch vor dem Baggern durch Sprengen gelöst, wobei große Ladungen angewandt wurden. Der stärkste Einzelschuß erhielt eine Ladung von 32 t Dynamit und lieferte eine Gesteinsmenge von über 75 000 m<sup>3</sup>.

Die oberseitigen Böschungen (1 : 3) wurden durch einen Scraper geebnet, der durch einen 60-PS-Raupenschlepper gezogen wurde; dieser überwand die große Neigung sowohl aufwärts wie abwärts ohne Schwierigkeiten.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten wurden die Auslaß- und Überlaufbauten errichtet. Der Kontrollschacht hat einen Durchmesser von 5,8 m bei einer Höhe von 42,7 m. In ihm befindet sich ein eisernes genietetes Standrohr von 1,22 m Durchmesser. Wassereinflüsse von 0,91 m Durchmesser mit doppeltem Verschuß sind in vier verschiedenen Höhen angebracht. Bei dreien dieser Einläufe waren kleine Stollen erforderlich, die mit Beton ausgekleidet wurden, und zwar mit fertigen Formstücken<sup>3)</sup>. Da das Einlaufbauwerk sich über dem Grundablaß befindet, so wurde bis zu diesem ein 0,40 m im Durchmesser haltendes Bohrlöch durchgestoßen, in das der Abraum hineingeworfen wurde, aus dem Stollen wurde er dann fortgespült. Durch diese Maßnahmen wurde bedeutend an Kosten gespart. Der Überlauf befindet sich an der linken Seite des Dammes, und ist für eine Wassermenge von 750 m<sup>3</sup>/sec berechnet. Seine Errichtung erforderte einen Aushub von 120 000 m<sup>3</sup> und 4200 m<sup>3</sup> Eisenbeton zur Befestigung der Böschungen und für das Beruhigungsbecken. Die Gesamtlänge des Überlaufs ist rd. 400 m; in der Betonauskleidung sind keine Dehnungsfugen vorgesehen, die Stärke der Verkleidung ist an der Sohle 25 cm, an den Seitenböschungen nach oben von 25 auf 15 cm abnehmend.

Die jetzige, 19,5 m breite und 365 m lange Dammkrone liegt auf Cote 775' (236 m), doch ist eine Erhöhung bis auf 810' (246 m) vorgesehen; die 19 m breite Berme auf Cote 740' (225,5 m) ermöglicht es, diese Arbeit ohne Absenken des Beckens vorzunehmen.

Dr.-Ing. v. Gruenewaldt, Karlsruhe i. B.

**Die Berechnung der Eisenbetonplatten und der § 14, 7 der Bestimmungen.**

Die von Herrn Dr. H. Marcus in seiner Erwiderung auf meinen Artikel in Heft Nr. 50 gebrachten Formeln für die Durchbiegung von an beiden Enden frei aufliegenden Balken oder Platten bestätigen die Richtigkeit meiner Behauptung, daß die in § 14, 7 der Bestimmungen vorgeschriebenen Höchstspannweiten für Platten bei kreuzweiser Bewehrung, insbesondere für Dachdecken, welche nur mit Schnee belastet sind, im Verhältnis zu den Spannweiten, welche für einfach bewehrte Platten zugelassen sind, zu gering bemessen sind. Die Durchbiegung ist nämlich bei der gleichen Spannung  $\sigma_b$  für einfach bewehrte Balken und für kreuzweise bewehrte quadratische Platten dieselbe; die Durchbiegung im letzteren Falle ist jedoch bei gleicher Belastung

nur halb so groß, weil sich die Belastung nach zwei Richtungen verteilt; sie erreicht erst die gleiche Durchbiegung bei der 1,4fachen Spannweite; es könnte daher unbedenklich bei freier Auflagerung an beiden Enden eine Stützweite von  $1,4 \cdot 27 h = 38 \cdot h$  zugelassen werden; unter Berücksichtigung der Drillingsmomente könnte die Stützweite sogar noch im Verhältnis  $\frac{1}{\nu_a}$  vergrößert, weil in diesem

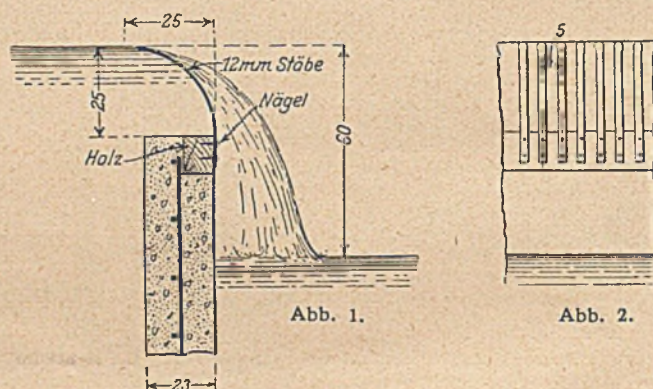
Verhältnis die Betonspannung  $\sigma_b$  und die Durchbiegung kleiner werden. Daß die Eisen in ihrer richtigen Lage gut miteinander verbunden sind, wird hier von den Baupolizeibehörden in jedem einzelnen Falle genau festgestellt und die Erlaubnis zum Betonieren nicht eher erteilt, als die Eisen abgenommen sind.

Wiesbaden, den 13. Dezember 1926.

Dipl.-Ing. Otto Hausen.

**Fischaufstieg über hohe Talsperren.**

Der Widerstreit zwischen der Ausnutzung der Gewässer im Staate Washington zu Kraftzwecken durch hohe Talsperren und der Erhaltung der Aufstiegsmöglichkeit für die Lachse, die für die Fischerei dort unerlässlich ist, konnte mit den üblichen Fischleitern nicht gelöst werden, da diese nur bis 15 m Höhe anwendbar sind, aber 80 m Höhe zu überwinden waren. Nach zweijährigen gemeinsamen Versuchen hat sich eine brauchbare Lösung gefunden, die nun erfolgreich an der Bakertalsperre im Betrieb ist. Die 60 cm hohen Stufen der Fischleiter haben in den obersten 25 cm flußaufwärtsgebogene fingerartige Stangen (Abb. 1 u. 2), die verhindern, daß die hinaufgesprungenen Fische wieder

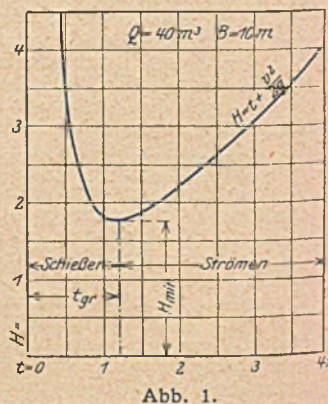


hinuntergeschwennt werden. Die letzten 50 Höhenmeter legen die Fische in einem während der Fahrt zugedeckten Kasten auf Schienen zurück. Die einjährigen Lachse gehen ohne Schaden in dem Überlaufwasser über die Talsperrenmauer flußabwärts. (Nach Engineering News-Record vom 21. Okt. 1926, S. 652—654 mit 4 Zeichnungen und 3 Lichtbildern.)

**Die Grenztiefe und der praktische Wasserbau.**

Dipl.-Ing. Kurt Safranez, Hamburg.

Unter Benutzung der von Professor Rehbock eingeführten Bezeichnungen kann sich das turbulente fließende Wasser, mit dem wir es in den allermeisten Fällen in der Praxis zu tun haben, auf zwei Arten fortbewegen. Liegt die mittlere Wassergeschwindigkeit  $v$  unterhalb  $\sqrt{gt}$ , die der Wellengeschwindigkeit entspricht, so strömt das Wasser, übersteigt dagegen die Wassergeschwindigkeit den Wert  $\sqrt{gt}$ , dann haben wir es mit dem schießenden Abfluß zu tun ( $g =$  Konstante der Erdbeschleunigung,  $t =$  mittlere Wassertiefe). Die Übergangsgeschwindigkeit  $v = \sqrt{gt}$  mit der zugehörigen Wassertiefe, die wir als Grenzgeschwindigkeit  $V_G$  und Grenztiefe  $t_{gr}$  bezeichnen, spielen eine wesentliche Rolle für den Entwurf von Abflußrinnen. Die Amerikaner sprechen daher — die Bedeutung dieser Grenzgrößen betonend — von der „kritischen“ Geschwindigkeit und entsprechend von der „kritischen“ Wassertiefe. In der Nähe der Grenztiefe weist nämlich der Wasserabfluß einen äußerst unbeständigen Charakter auf, was auch schon aus dem flachen Verlauf der Energielinie ersichtlich wird (siehe Abb. 1). Die geringste Veränderung des Gerinnes kann das strömende Wasser zum Schießen bzw. das schießende Wasser zum Strömen bringen, oft tritt auch der Wechsel des Fließzustandes ein, ohne daß eine Ursache zu erkennen ist. Wie aus der



<sup>3)</sup> Vergl. Eng. News-Rec. 1922 S. 1119.

Abb. 1 hervorgeht, kann es sich dabei um recht beträchtliche Tiefenunterschiede handeln, die von ausschlaggebender Bedeutung für den Bestand des betreffenden Bauwerkes sein können. Es wird daher sicher von Interesse sein, wenn wir einige Beobachtungen amerikanischer Ingenieure aus der Praxis bringen, durch die diese Überlegungen durchaus bestätigt werden, und die nun als wertvolle Hinweise für den Entwurf dienen können.

Beim Bau einer Talsperre für die Massachusetts Water-Works mußte nach dem Bericht von F. P. Stearns in den Transactions of the American Society of Civil Engineers für die Ableitung einer Hochwassermenge von 255 m<sup>3</sup>/sek Vorsorge getroffen werden. Diesem Zwecke diente eine aus gehobeltem Holz hergestellte Rinne von ca. 210 m Länge, die etwa 116 m von dem Einlauf entfernt nach einer ausgleichenden Übergangsstelle einen Knick von 8,5° aufwies. Die Breite der Rinne betrug ca. 12 m, ihre Höhe ca. 4,90 m. Als das erste Hochwasser mit annähernd der dem Entwurf zugrundegelegten Wassermenge von 255 m<sup>3</sup> eintrat, wurde in der Tat der Berechnung entsprechend die Rinne fast bis zum Rande gefüllt. Kurze Zeit darauf mußte ein ähnliches, nur unbedeutend geringeres Hochwasser abgeführt werden. Aber das Wasser nahm nach dem Einlauf in die Rinne eine beträchtlich kleinere Wassertiefe ein, die nicht einmal die Hälfte der Rinnenhöhe betrug. Erst hinter der Knickstelle stellte sich nach einem lang ausgedehnten Wechselsprung etwa die gleiche Wassertiefe ein, die beim ersten Hochwasser beobachtet wurde. Die Folge dieser verschiedenen Wassertiefen war, daß das untere Ende der Rinne wesentlich schwerer war, so daß der obere Rinnenteil angehoben wurde, trotzdem die ganze Rinne sorgfältig verankert war. Es hat sich demnach im 2. Falle der schießende Abfluß eingestellt, der aber so nahe der Grenzlinie lag, daß schon die leichte Störung durch die Knickstelle genügte, um das Strömen herbeizuführen. Abhilfe wurde geschaffen durch das Anbringen einiger Hindernisse kurz nach dem Einlauf, so daß in der ganzen Rinne der strömende Abfluß behalten wurde.

Über eine andere interessante Beobachtung berichtet Julian Hinds in „Engineering News-Record“, Jahrgang 1920. Die Geschwindigkeit eines strömenden Abflusses sollte durch Vergrößerung des Gerinnequerschnittes von 3,5 m auf 2,4 m/sek ermäßigt werden. Um einen stetigen Abfluß zu erreichen, wurde die Anschlußstelle zwischen den beiden verschiedenen Querschnitten als ein ca. 30 m langer Übergang ausgebildet. Überraschenderweise trat in diesem Übergang schießender Abfluß mit einer Maximalgeschwindigkeit von 3,9 m auf, der erst im Punkte K (siehe Abb. 2) durch einen plötzlichen Wechselsprung zum Strömen überging. Ganz abgesehen davon, daß sich damit der größte Teil des Überganges von J bis K als nutz-

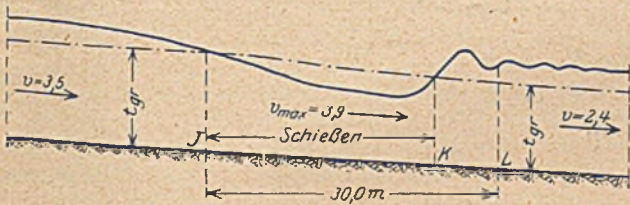


Abb. 2.

los erwiesen hat, trat dort auch eine unerwünscht hohe Geschwindigkeit auf, während sich im Unterwasser als Folge des Wechselsprungs ziemlich beträchtliche Wellen bildeten.

Wir dürfen ohne weiteres annehmen, daß die Erklärung für dieses unerwartete Verhalten des Abflusses in der ungenügenden Höhe der Energielinie über ihrer Grenzlage zu suchen ist. Für die Übergangsstelle wurden, wie es in der Praxis sehr häufig geschieht, aus Sicherheitsgründen zu hohe Werte für Energieverluste durch Reibung usw. eingesetzt. Dadurch nahm aber die Energielinie von L aus stromaufwärts, wie es dem Untersuchungsgang für den strömenden Abfluß entspricht, betrachtet einen flacheren Verlauf, als in der Berechnung angenommen wurde. Und da die Energielinie nur wenig über der Grenzhöhe lag, erreichte sie diese Minimalhöhe, wodurch ein Wechsel des Fließzustandes vom Strömen zum Schießen eintreten mußte. Dieser Vorgang wäre vermieden worden, wenn die Energielinie genügend hoch über der Grenzhöhe liegen würde, dann wäre ein Ausgleich der Energielinie erreicht worden, bevor sie bis zur Minimalhöhe hätte sinken können. Da ein ganz ähnlicher Vorgang von Rehbock im Karlsruher Wasserbau-Laboratorium beobachtet und eingehend beschrieben wurde, können wir hier auf diese Schilderung verweisen (siehe Seite 12—14 „Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern“ von Th. Rehbock).

Auch wo aus wirtschaftlichen Gründen, um die Abmessungen der Rinne möglichst gering zu erhalten, das Hochwasser schießend abgeführt werden soll, muß man die Lage der Energielinie sorgfältig beachten. Wenn die Energielinie die Minimalhöhe nur wenig übersteigt, kann durch irgendeinen unvorhergesehenen Vorfall der Wechselsprung herbeigeführt werden, der eventuell ein Überströmen der nur für kleinere Wassertiefen eingerichteten Rinne zur Folge hat.

Zusammenfassend müssen wir also auch die schon verschiedentlich ausgesprochene Mahnung wiederholen, bei den Entwürfen von Abflußbrünnen die Nähe der minimalen Energielinienhöhe möglichst zu meiden.

### Molenbau auf Teneriffa.

Die Siemens-Bauunion verlängert seit Januar 1925 die Südmole des Hafens von Santa Cruz auf Teneriffa um 214 m, der später eine weitere Verlängerung um 1580 m folgen soll zur Schaffung eines



Abb. 1.

2,6 km langen und 0,5 km breiten Hafens (Abb. 1). Der neue Molenteil kommt in 25 bis 30 m tiefes Wasser und besteht aus einer Steinschüttung mit einer 10 m hohen lotrechten Mauer aus 50 t schweren Betonblöcken auf der Hafenseite und einer liegenden Mauer aus

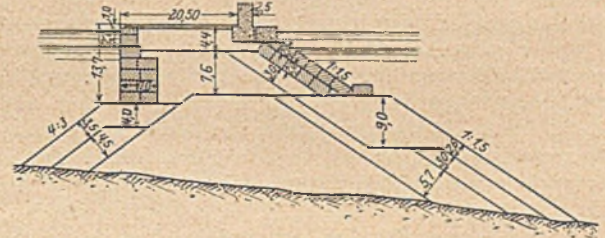


Abb. 2.

ebensolchen Blöcken auf der Seeseite und Steinschüttung dazwischen (Abb. 2). Die Mauern werden dann bis über den Flutwasserstand in Basaltmauerwerk hochgeführt und die 20,5 m breite, mit Basaltsteinen auf Betonbettung abgeplasterter Oberfläche der Mole durch eine 4 m hohe Brustwehr aus Basaltmauerwerk gegen Sturmfluten geschützt. Die kleinen Schüttsteine werden mittels Klappschutten, die großen, bis 1400 kg schweren mittels eines Kranes versenkt, die Betonblöcke von einem elektrischen Kran mit Hilfe von Tauchern auf eine Abgleichschicht von Zement in Säcken versetzt. (Aus Jahrg. 5, Nr. 6, der Baunachrichten der Siemens-Bauunion mit 2 Zeichn. und 4 Lichtbildern.)

### Zur Frage: Nomographie im Eisenbetonbau.

Im Heft 41, 1926, Seite 790/2 vertritt Herr Dr.-Ing. Zuck den Standpunkt, daß die sogenannten „Kurventafeln“ (= Netztafeln) den „Fluchtentafeln“ allgemein überlegen seien.

M. E. ist ein allgemeines Urteil über den Wert der beiden Tafelarten unmöglich. Beide Arten besitzen so mannigfache Vorzüge und Nachteile, und in jedem Falle, wo eine Formel zu vertafeln ist, liegen die Verhältnisse immer wieder so einzigartig, daß man sich jedesmal von neuem entscheiden muß. Diese Entscheidung wird heute noch dadurch erschwert, daß viele Ingenieure, namentlich in Deutschland, an Netztafeln gewöhnt sind, während sie die Fluchtentafeln als fremd und neuartig abzulehnen geneigt sind. Auffällig ist immerhin, daß die Maschinen- und Elektroingenieure sich augenblicklich mehr den Fluchtentafeln zuwenden.

In der Literatur wird das Für und Wider oft berührt. Doch fehlt m. W. bis jetzt ein gründlicher systematischer Vergleich, der sich auf mathematische, psychologische und praktische Erwägungen aufzubauen hätte und planvoll angestellte Versuche auswerten müßte. Jedenfalls aber genügen die wenigen Gesichtspunkte, die Herr Dr.-Ing. Zuck anführt, nicht, um sich in der Eisenbetonrechnung auf die eine oder andere Tafelart festzulegen. Es wäre mindestens noch zu unterscheiden, ob die Tafel der Veranschaulichung oder dem Rechnen dienen soll und ob sie vom Benutzer selbst aufgetragen oder maschinell hergestellt werden soll.

Zur Herstellung der Fluchtentafeln noch ein Wort: Die zeichnerische Ermittlung der Teilpunkte gekrümmter Leitern als Schnittpunkte zweier Fluchtengeraden, wie sie Dr.-Ing. Zuck vorschlägt, liefert meiner Erfahrung nach weniger genaue Ergebnisse als das Auftragen der Teilpunkte mittels ihrer Koordinaten. Ich gebe daher jetzt diesem Verfahren den Vorzug, obgleich es etwas mehr Rechenarbeit verlangt, und empfehle jenes nur noch als Probe zur Vermeidung grober Fehler.

Reg.-Baumeister Robert Jacki.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Haftung des Unternehmers bei Bauunfällen gegenüber seiner Berufsgenossenschaft.**

Nach § 903 der Reichsversicherungsordnung haben der Unternehmer und seine Bevollmächtigte, z. B. Bauleiter, Bauführer usw., für alles zu haften, was die Berufsgenossenschaft auf Grund ihrer Satzung infolge eines Betriebsunfalles aufwenden muß, wenn der Unfall von ihnen durch Außerachtlassung derjenigen Aufmerksamkeiten herbeigeführt wurde, zu welcher sie vermöge ihres Berufes als Baugewerbetreibende besonders verpflichtet sind. Der Begriff der Fahrlässigkeit bestimmt sich hierbei nach strafrechtlichen Grundsätzen, insbesondere wird Fahrlässigkeit von den Gerichten in all den Fällen regelmäßig angenommen, in denen der Betriebsunternehmer positive berufsgenossenschaftliche Unfallverhütungsvorschriften in schuldhafter Weise außer Acht gelassen hat. Hierbei kann er sich nicht darauf berufen, daß ihm die betreffende Vorschrift unbekannt gewesen sei oder daß bestehende Mängel von den die Baustelle besuchenden Aufsichtsbeamten der Berufsgenossenschaft nicht bemerkt oder nicht gerügt wurden. Auch die vorangegangene Prüfung der vom Unternehmer hergestellten Konstruktionsberechnungen durch die Baupolizeibehörde entbindet ihn der Berufsgenossenschaft gegenüber nicht von der Verantwortung dafür, daß die verwandten Baustoffe von guter, ihrem jedesmaligen besonderen Zweck entsprechender Beschaffenheit sind und daß die Bauarbeiten nach den allgemein anerkannten Regeln der Baukunst ausgeführt werden. Die Nichtbeachtung einer von der Berufsgenossenschaft hingegen nur empfohlenen, in der Unfallverhütungsvorschrift aber nicht ausdrücklich vorgeschriebenen Schutzvorrichtung stellt hingegen in der Regel nicht ohne weiteres ein den Unternehmer haftbar machendes Verschulden dar.

Über den Umfang der Haftpflicht des Bauunternehmers gegenüber der Berufsgenossenschaft ist nun am 24. Januar 1927 eine beachtliche Reichsgerichtsentscheidung ergangen, die sich im Rahmen der vorstehenden Regeln hält. Ihr lag der folgende Tatbestand zugrunde:

Eine Baufirma in Barmen hatte im Jahre 1924 für die Niederrheinische Bauhütte in Duisburg zu Kuhlendahl bei Neviges einen Kalksteinbruch anlegen lassen. Dabei mußte ein Hügel von 3 m Höhe abgetragen werden. Am 25. März 1924 arbeitete der Erdarbeiter R. an der Sohle eines Steilhanges, der einen Neigungswinkel von 60 Grad hatte. Kurz nachdem ihm vom Schachtmeister das Arbeiten an der gefährlichen Stelle verboten worden war, stürzten Erdmassen herab und verschütteten den R., der infolgedessen Verletzungen und eine Lungenentzündung davontrug, die zu seinem Tode führten. Die Rheinisch-Westfälische Baugewerksberufsgenossenschaft in Elberfeld nahm nun die Firma auf Grund von § 903 der R.V.O. für die Aufwendungen in Anspruch, die sie für die Familie des Getöteten machen mußte. Nach Abweisung ihrer Klage durch das Landgericht Elberfeld erklärte das Oberlandesgericht Düsseldorf ihre Ansprüche für berechtigt.

Jetzt hat auch das Reichsgericht die Entscheidung des Oberlandesgerichtes bestätigt und hierbei ausgesprochen, daß im vorliegenden Fall wegen der beschränkten Standfestigkeit des Erdreiches nicht an einem Neigungswinkel von 60 Grad hätte gearbeitet werden dürfen, namentlich da nach vorangegangenen Frost am Tage zuvor Tauwetter eingetreten war. Die Firma habe gegen die in dieser Hinsicht erlassenen Unfallverhütungsvorschriften der Tiefbauberufsgenossenschaft verstoßen. Darin wird in § 38 bestimmt, daß an Abtragungen und an Erdwänden nur gearbeitet werden darf, wenn deren Neigung der Standfestigkeit des Materials entspricht. In § 40 der Vorschrift ist weiterhin angeordnet, daß Erdwände, an denen Massen gelöst werden sollen, nach Regen oder Frost vor jedem Arbeitsbeginn von losen, überhängenden und zum Rutschen neigenden Massen zu reinigen und ständig auf das Vorhandensein von Rissen oder abzustürzen drohenden Massen zu prüfen sind.

Erst nachdem alle derartigen Mängel beseitigt sind, dürfen Arbeiter an solchen Wänden beschäftigt werden oder sich dort aufhalten.

Die ausschließliche Haftung der Baufirma gegenüber der Berufsgenossenschaft auf Grund von § 903 der Reichsversicherungsordnung ist vom Gericht anerkannt worden, obgleich auch auf der Seite des Verunglückten ein grobes eigenes Verschulden vorlag, da er den ausdrücklichen Weisungen des Schachtmeisters zuwider handelte, der ihm  $\frac{1}{2}$  Stunde vor dem Unfall das Arbeiten an der gefährlichen Stelle verboten hatte. Das bürgerliche Recht sieht zwar in § 254 des B.G.B. vor, daß in Fällen, in denen ein Verschulden des Beschädigten bei der Entstehung eines Schadens mitgewirkt hat, die Verpflichtung zum Schadenersatz auf Seiten des nach den übrigen Normen des bürgerlichen Rechts Haftpflichtigen davon abhängt, inwieweit der Schaden vorwiegend von dem einen oder anderen Teile verursacht worden ist. Diese Vorschrift konnte aber im vorliegenden Falle keine Anwendung finden, weil die Berufsgenossenschaft im allgemeinen den Hinterbliebenen gegenüber ohne Rücksicht auf die Ursache des Betriebsunfalles nach Maßgabe der Vorschriften der Reichsversicherungsordnung schadenersatzpflichtig ist. Dies gilt sogar für Fälle, in denen die Verletzung oder der Tod eines Arbeiters durch einen Unfall verursacht wurde, der auf sein eigenes verbotswidriges Verhalten, d. h. eine bewußte oder unbewußte Übertretung der Vorschriften des Unternehmers, der Berufsgenossenschaft, der Polizei usw. durch den Arbeiter, zurückzuführen ist. Die Berufsgenossenschaft kann infolgedessen, gestützt auf § 903 R.V.O., den Unternehmer regreßpflichtig machen, d. h. von ihm Ersatz der Aufwendungen fordern, die sie an die Hinterbliebenen der Verunglückten abführen muß.

Ein Betriebsunfall im Sinne der Reichsversicherungsordnung liegt nur dann nicht vor, und die Entschädigungspflicht der Berufsgenossenschaft ist nicht gegeben, wenn besondere betriebsfremde Zwecke auf Absicht und Verhalten der Versicherten derart eingewirkt haben, daß die Beziehung der Tätigkeit zum Betriebe bei der Bewertung der Unfallursachen als unerheblich ausgeschieden werden muß, z. B. wenn es sich im wesentlichen darum handelte, daß der Verletzte sich mit seinem Mut oder seiner Gewandtheit hat brüsten wollen, oder daß seine Handlungen auf eigenwirtschaftlichen Interessen beruhten, z. B. wenn er, um sich den Weg zu sparen, in der Arbeitspause auf dem Kippwagen zur Baubude fuhr, wenn er sich auf der Baustelle bei verbotswidrigem Rauchen verletzte usw. Die vorgenannte Reichsgerichtsentscheidung sagt in dieser Hinsicht, das eigene Verschulden der Verletzten könne nur Beachtung finden, wenn zwischen einer etwaigen Fahrlässigkeit des Unternehmers und dem Betriebsunfall keinerlei „adäquater ursächlicher Zusammenhang“ besteht.

Das Regreßrecht der Berufsgenossenschaften auf Grund § 903 RVO. gegen den Unternehmer ist mithin sehr weitgehend, insbesondere wenn man die hohen Beitragsleistungen berücksichtigt, die regelmäßig von den Bauunternehmungen für die Reichsunfallversicherung aufzubringen sind.

In Fällen, in denen die Baufirmen regreßpflichtig gemacht werden, müssen sie mithin für den gleichen Schaden zweimal aufkommen, das eine Mal in Form der auf sie entfallenden Umlage der Berufsgenossenschaft, das andere Mal für die tatsächlich entstehenden Kosten auf Grund ihrer Haftpflicht gegenüber der Berufsgenossenschaft. Die berufsgenossenschaftlichen und polizeilichen Unfallverhütungsvorschriften sollten mithin von allen Bauunternehmungen erhöhte Beachtung finden.

**Industrie und Baugewerbe in der großstädtischen Bevölkerung.** Aus einer Veröffentlichung von Teilergebnissen der Berufs- und Betriebszählung 1925 sind die in der nachstehenden Tabelle zusammengestellten Zahlen von Interesse für die Frage der Bedeutung des Baugewerbes innerhalb der großstädtischen Industrie und der berufstätigen Bevölkerung überhaupt. Es sind 12 Großstädte mit mehr als



200 000 Einwohnern berücksichtigt, und zwar alle nichtpreußischen sowie Berlin, Königsberg und Kiel.

	Ein- wohner in Tau- send	Von je 1000 Einwohnern entfallen auf					Industrie insgesamt
		Metall- industrie	Bau- gewerbe	Nahrungs- und Genuß- mittel- gewerbe	Bekleidungs- gewerbe	Industrie insgesamt	
Berlin . . . . .	4024	178	52	42	83	462	
Hamburg . . . . .	1079	95	55	46	40	321	
München . . . . .	681	99	70	55	59	387	
Leipzig . . . . .	679	152	57	36	53	477	
Dresden . . . . .	619	152	58	71	56	463	
Nürnberg . . . . .	392	209	48	41	47	551	
Stuttgart . . . . .	341	167	52	38	66	450	
Chemnitz . . . . .	332	286	56	30	30	605	
Bremen . . . . .	295	134	73	66	35	400	
Königsberg . . . . .	280	56	77	43	45	318	
Mannheim . . . . .	247	235	58	45	36	529	
Kiel . . . . .	214	259	60	38	30	442	

Unter diesen 12 Großstädten ist demnach der Anteil der Industriebevölkerung am größten in Chemnitz mit 60,5%, am niedrigsten in Hamburg und Königsberg mit 32,1 und 31,8%. Fast durchweg — allein Königsberg bildet eine Ausnahme — nimmt die Metallindustrie die erste Stelle ein, und zwar meistens in ganz überragender Weise. Ihr Anteil an der Bevölkerung bewegt sich im allgemeinen zwischen 28,6% (Chemnitz) und 13,4% (Bremen); darunter liegen nur München, Hamburg und Königsberg. An zweiter Stelle folgt in ziemlich weitem Abstände das Baugewerbe. Ihm gehören etwa 5—8% der Bevölkerung an. Naturgemäß würde sich das hier festgestellte Verhältnis zwischen der hauptsächlich städtisch lokalisierten Metallindustrie und dem ziemlich gleichmäßig über Stadt und Land verbreiteten Baugewerbe völlig verschieben, wenn von der Zählung die Bevölkerung eines ganzen Staates oder einer Provinz, d. h. gleichermaßen Stadt- und Landbevölkerung, erfaßt würde. Ebenso leicht erklärlich ist es, daß die Unterschiede der Bevölkerungsanteile in den einzelnen Städten beim Baugewerbe bedeutend geringer sind als bei den anderen Hauptindustriezweigen. Während z. B. in dem Nahrungs- und Genußmittel-, dem Bekleidungs- und dem Holz- und Schnitzstoffgewerbe die Anteile bis um 137, 177 und 237%, und in der Metallindustrie sogar bis um 411% schwanken, bewegen sie sich beim Baugewerbe nur zwischen 4,8% (Nürnberg) und 7,7% (Königsberg), so daß die größte Spanne also nur 60% beträgt.

**Bauleiter und fahrlässige Tötung.** Das im Heft 52 des „Bauingenieur“ vom 24. 12. 26 gebrachte Urteil des Reichsgerichtes, wonach ein Bauleiter „unter Einsetzung aller ihm zu Gebote stehenden Machtmittel“ zu erreichen suchen muß, „daß alle Arbeiter die gefährdete Stelle verlassen“, ist von außerordentlich weittragender Bedeutung. Nach dem Wortlaut des Urteils muß der Bauleiter alles tun, um den Arbeiter von der Gefahr freizumachen. Dieser Gedanke ist ohne weiteres ausdehnbar auf eine ganze Reihe von Schutzvorkehrungen, deren Gebrauch zwar vorgeschrieben ist, aber bekannterweise von den Arbeitern nur ungern in die Tat umgesetzt wird. Es ist zwar bekannt, daß die Schutzbrille des Steinbauers nicht nur in der Bude des Baupoliers irgendwo verkramt sein darf, sondern daß sie dem Mann ausgehändigt sein soll. Aber das obige Urteil geht weiter: Der Bauleiter muß den Mann zwingen, sie auch aufzusetzen! Ebenso darf bei Eisenhochbauten der Arbeiter jetzt nicht mehr den Gürtel umgeschmalt tragen, sondern der Bauleiter muß verlangen, daß er sich auch anbindet.

Wir wollen hier die jedem bekannten Beispiele nicht weiter ausführen, sondern darauf hinweisen, daß der Wortlaut des Urteils insofern lückenhaft ist, als er logische Weiterführungen des innewohnenden Gedankens in der oben ausgeführten Weise ohne weiteres gestattet. Es war wohl beabsichtigt auszusprechen, daß der Bauleiter die ihm anvertrauten Arbeiter vor einem einmalig auftretenden, also sozusagen „akuten“ Gefahrezustand warnen und schützen soll. Es sollte aber wohl nicht damit gesagt werden, daß der dauernde latente Gefahrezustand, in dem gewisse Arbeiten stets verrichtet werden müssen, dieses nötigenfalls gewaltsame Eingreifen des Bauleiters erfordert.

Es wäre dringend zu wünschen, daß von maßgebender Stelle eine genaue Auslegung dieses Urteils, möglichst durch das Reichsgericht selbst, herbeigeführt wird. Die Ansicht unserer Gewerbeämter und unserer bauausführenden großen Firmen ist wohl eine ganz andere. In allen Betrieben mit dauernden Gefahren hängen die Unfallversicherungsvorschriften aus, und es werden alle Schutzgeräte, Brillen, Gürtel usw. dem Mann aufgedrängt. Nach erfolgter Belehrung der einzelnen Arbeiter über die drohenden Gefahren und die Mittel zu ihrer Verhütung ist es Sache jedes einzelnen, die genannten Geräte zu verwenden. Mit einem steten Erinnern auf der Baustelle hatte bisher der Bauleiter, wohlgerneht: bei einem dauernden Gefahrezustand, seine Pflicht getan.

	Okt.	Nov.	Dez.	Jan
Reichslebenshaltungsindex . . . . .	142,2	143,6	144,3	144,6
Großhandelsindex: a) gesamt . . . . .	136,2	137,1	137,1	135,9
b) Baustoffe . . . . .	—	146,6	147,9	149,7

Großhandelsindexziffer (1913 = 100).

	19. 1.	26. 1.	2. 2.	9. 2.	16. 2.	23. 2.
Baustoffe . . . . .	149,3	149,9	149,9	150,1	149,9	152,2
Gesamtindex . . . . .	136,0	135,9	135,4	135,8	135,5	135,5

**Gesetze, Verordnungen, Erlasse.**

(Abgeschlossen am 25. Februar.)

**Gesetz über die Gerichtskosten und die Gebühren der Rechtsanwälte.** Vom 28. Januar 1927. (RGBl. I S. 53.) Neben zahlreichen Änderungen im einzelnen bringt das Gesetz vor allem eine wesentliche Herabsetzung der Gerichtskostengebühren in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten bei Streitgegenständen im Werte von mehr als 2000 RM und eine Herabsetzung der Gebühren für Rechtsanwälte bei Gegenständen mit einem Streitwert von mehr als 3000 RM. Das Gesetz tritt am 1. April 1927 in Kraft. Eine Bekanntgabe der neuen Fassung ist vorgesehen.

**Gesetz zur Abänderung des Wohnungsgesetzes vom 28. März 1918 (Gesetzsmbl. S. 23).** Vom 4. Februar 1927. (Gesetzsmbl. S. 13.) Die Geltungsdauer des Wohnungsgesetzes vom 28. März 1918 wird (vom 31. Dezember 1926) bis zum 31. Dezember 1928 verlängert.

**Rechtsprechung.**

**Aufwertung der Raten aus einem Abzahlungsgeschäft.** (Urteil des Reichsgerichts II. Civilsen. vom 7. Januar 1927. II 100/26.) Sind die übernommenen Sachwerte (Kraftwerk und Elektrizitätswerk) noch im Vermögen des Schuldners erhalten geblieben, nutzt der Schuldner diese Sachwerte gewinnbringend aus; zieht man außerdem noch die Befreiung von dem Stromlieferungsvertrage mit der Verkäuferin in Betracht, so ist es nur billig und gerecht, daß auch die volle Aufwertung des Kaufpreises gewährt wird, soweit er erst nach Beendigung der Inflation zu zahlen war.

**Freizeichnung von der gesetzlichen Haftung für eigenes Verschulden durch Unternehmerverbände verstößt gegen die guten Sitten und ist nichtig, auch wenn der beteiligten Unternehmergruppe kein absolutes Monopol zusteht.** (Urteil des Reichsgerichts I. Civilsen. vom 8. Nov. 1926. I 154/26.) Die Freizeichnung von der gesetzlichen Haftung für eigenes Verschulden durch Unternehmerverbände verstößt gegen die guten Sitten und ist nichtig, wenn der Unternehmerverband die tatsächlich bestehende Lage, nach der die Geschäftswelt allein auf die Benutzung seiner Dienste und der von ihm unterhaltenen Einrichtungen angewiesen ist, dazu ausnutzt, unter Umkehrung der vom Gesetzgeber gewollten und der vom Verkehr als billig empfundenen Rechtslage sich unverhältnismäßige Vorteile auszubedingen. Dasselbe gilt, wenn die in Betracht kommenden Unternehmen eine Gruppe bilden, auf deren Inanspruchnahme ein bestimmter Kreis der Geschäftswelt bei der Abwicklung seiner Geschäfte angewiesen ist, weil die Angehörigen dieser Gruppe nach der Anschauung des Verkehrs im wesentlichen allein die Gewähr für eine den Anforderungen dieses Verkehrs entsprechende Ausführung des Geschäfts bieten und im Falle des Haftungseintritts ausreichenden pekuniären Rückhalt besitzen, um Ersatzforderungen nachkommen zu können. Der kaufmännische Verkehr befindet sich jener Unternehmergruppe gegenüber in einer Zwangslage.

Die Ausnutzung dieser Zwangslage ist auch nicht dadurch beseitigt, daß der Unternehmerverband sich zu einer weitergehenden Haftungsübernahme gegen besondere Risikoprämie für bereit erklärt hat. Dies kann erst dann der Fall sein, wenn der Unternehmerverband nicht nur ausnahmsweise, und gegen ein Entgelt, das der Billigkeit entspricht, eine Regelung der Haftung für eigenes Verschulden zuläßt.

1. Der Besteller eines Akkreditivs braucht die Ordnungswidrigkeit der nach der Einlösung des Akkreditivs an ihn zurückgelangenden Dokumente der einlösenden Bank gegenüber nicht zu rügen. — 2. Die Aufwertung eines zu Unrecht in das Kontokorrent eingestellten und deswegen zurückgeforderten Postens wird durch § 65 Aufw.-Ges. nicht ausgeschlossen. (Urteil des Reichsgerichts III. Civilsen. vom 29. Juni 1926. III 397/25.) Der Besteller eines Akkreditivs braucht die Ordnungswidrigkeit der nach der Einlösung des Akkreditivs an ihn zurückgelangenden Dokumente der einlösenden Bank gegenüber nicht zu rügen. Da das Geld bereits ausbezahlt war, hätte auch eine sofortige Rüge, die weder durch einen Handelsgebrauch noch durch die Rücksicht auf Treu und Glauben geboten war, nichts mehr ändern können. Die einlösende Bank war vielmehr, weil sie trotz der Ordnungswidrigkeit der Dokumente das Akkreditiv eingelöst hat und ohne rechtfertigenden Grund von den Weisungen ihres Auftraggebers abgewichen ist, diesem wegen Auftragsüberschreitung haftbar und muß das zur Ausführung des Auftrages Erlangte herausgeben.

Hat die einlösende Bank den Auftraggeber zu ihrer Deckung mit einem gewissen Betrag belastet, so kann der Auftraggeber den Posten, auch wenn er bereits in dem inzwischen anerkannten Saldo

enthalten war, nach den Grundsätzen der ungerechtfertigten Bereicherung zurückfordern, und zwar unter Aufwertung eines etwaigen Papiermarkbetrages. Dieser Aufwertung steht § 65 des Aufw.-Ges. nicht entgegen; denn der Auftraggeber macht weder den Saldo, noch einen einzelnen Posten des Kontokorrents geltend, er verlangt umgekehrt die Herausnahme des betreffenden Postens aus dem Kontokorrent als zu Unrecht in dasselbe eingestellt.

**Hinfälligkeit der Verjährungseinrede.** (Urteil des Reichsgerichts VI. Zivilsen. vom 17. Dezember 1926. VI. 446/26.) Das Reichsgericht hat bereits mehrfach aus dem Grundsatz von Treu und Glauben gefolgert, daß der Verjährungseinrede schon dann mit dem Gegeneinwand der Arglist begegnet werden kann, wenn der Schuldner durch sein Verhalten, sei es auch unabsichtlich, den Gläubiger von der recht-

zeitigen Erhebung der Klage abgehalten hat. Es genügt aber auch, wenn der Gläubiger durch das Verhalten des Schuldners zu der Annahme veranlaßt wird, daß ein Rechtsstreit nicht notwendig, vielmehr eine Einigung mit erträglichen Ergebnissen zu erzielen sei. In dem der Entscheidung zugrunde liegenden Fall hatte der Lieferant den Mangel der gelieferten Säcke anerkannt und zuerst Beseitigung des Mangels durch Neunähen angeregt, ein Versuch, der sich jedoch als untauglich erwies. Das Reichsgericht hielt daher die Annahme des Bestellers, die Angelegenheit könne auf gütliche Weise geregelt werden, durch das zuerst gezeigte Entgegenkommen des Lieferanten unter Berücksichtigung des langjährigen glatten Geschäftsverkehrs und der freundschaftlichen Beziehungen der Parteien für gerechtfertigt und daher die Verjährungseinrede des Lieferanten gegenüber der Mängelrüge des Bestellers für hinfällig.

## DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.)

### Tagesordnung für die 30. Hauptversammlung

am 17., 18. und 19. März 1927 in Berlin.

#### Innere Angelegenheiten des Vereins.

Nur für Mitglieder.

Am Donnerstag, dem 17. März 1927, 9<sup>30</sup> Uhr vormittags, im weißen Saale der „Philharmonie“, Eingang Köthener Str. 32.

1. Jahresbericht des Vorstandes.
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.
3. Vorlage des Voranschlages für 1927.
4. Antrag auf Genehmigung der Beitragsordnung für 1927 gemäß § 5 der Satzung.
5. Neuwahl von 5 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung.  
Es scheiden nach dem Turnus aus die Herren: Baurat Dr.-Ing. e. h. Bilfinger, Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Dr.-Ing. e. h. Langelott, Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Otto Meyer, Geh. Kommerzienrat Stöhr.  
Neuwahl für den verstorbenen Herrn Ernst Dyckerhoff.
6. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren: Hugo Hüser, Paul Schwenzow, Direktor Weidmann).
7. Wahl von beratenden Mitgliedern.
8. Vorschläge für Abänderung der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Beton-Vereins.
9. Beschlußfassung über die Veranstaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.
10. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

#### Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

Für Mitglieder und Gäste.

Am Donnerstag, dem 17. März 1927, 1<sup>30</sup> Uhr nachmittags, im Beethovensaal der „Philharmonie“, Eingang Köthener Str. 32.

Begrüßung durch den Vorsitzenden.

1. 2<sup>00</sup>—2<sup>30</sup>: „Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei tiefen Temperaturen“. Professor O. Graf, Stuttgart.
2. 2<sup>40</sup>—3<sup>10</sup>: „Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung“. Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.
3. 3<sup>20</sup>—3<sup>50</sup>: „Baukontrollversuche des Deutschen Beton-Vereins“. Dr.-Ing. W. Petry, Regierungsbaumeister a. D., Obercassel, Siegkreis.

Am Freitag, dem 18. März 1927, 9<sup>00</sup> Uhr vormittags, im Beethovensaal der „Philharmonie“, Eingang Köthener Str. 32.

4. 9<sup>15</sup>—9<sup>45</sup>: „Die Bedeutung des Zementsteines im Gußbeton“. Regierungsbaurat Gaye, Wesermünde.
5. 9<sup>50</sup>—10<sup>20</sup>: „Der Tonerdeschmelzzement und seine Anwendung bei Eisenbetonbauausführungen und Putzarbeiten“. Magistratsbaurat M. Orthaus, Hannover.
6. 10<sup>35</sup>—11<sup>05</sup>: „Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken“. Professor H. Spangenberg, München.
7. 11<sup>10</sup>—11<sup>35</sup>: „Mitteilungen über die Allnerbrücke bei Sieburg und Ergänzungen über die Wahnbachtalbrücke“. (Fortsetzung der vorjährigen Mitteilungen.) Regierungsbaumeister a. D. Schmidt, Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Berlin, z. Zt. der Ausführung bei der Fa. Hüser & Cie., Obercassel, Siegkreis.
8. 11<sup>40</sup>—12<sup>10</sup>: „Moderne Betongrundbautechnik“. Zivilingenieur Otto Kar Stern, Wien.
9. 12<sup>20</sup>—12<sup>50</sup>: „Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen (Lagerungsverhältnisse von Bauwerken im Bergbausenkenungsgebiet)“. Professor Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Wayß & Freytag A.-G., Düsseldorf.
10. 1<sup>00</sup>—2<sup>00</sup>: „Bau der Zwillingschachtschleuse in Fürstenberg a. O.“ (Mit anschließender Filmvorführung.) Regierungsbaurat Möller, Fürstenberg a. O.
11. 2<sup>10</sup>—2<sup>30</sup>: „Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals“. Oberingenieur J. Beuteführ, bei der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh.
12. 2<sup>40</sup>—3<sup>10</sup>: „Die Entwicklung der Hafenkabauten in Holland unter besonderer Berücksichtigung neuer Ausführungen“. Direktor E. A. Piel, bei der Fa. Heinrich Butzer, Dortmund-s' Grafenhage.

Am Sonnabend, dem 19. März 1927, 9<sup>40</sup> Uhr vormittags, im Beethovensaal der „Philharmonie“, Eingang Köthener Str. 32.

13. 9<sup>45</sup>—10<sup>15</sup>: „Die Steinmetzzeichen und das Hüttengeheimnis“. Zivilingenieur Baurat C. Brausewetter, Wien.
14. 10<sup>25</sup>—11<sup>10</sup>: „Die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung der Westgruppe des Mainzer Domes“. (Fortsetzung des vorjährigen Vortrages.) Professor Dipl.-Ing. G. Rütth, Biebrich a. Rh.
15. 11<sup>15</sup>—11<sup>45</sup>: „Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton“. Oberingenieur Scherzinger, bei der Fa. Jos. Hoffmann & Söhne, Aktiengesellschaft, Ludwigshafen.
16. 11<sup>55</sup>—12<sup>25</sup>: „Neuere Deutsche Betonstraßen“. Geh. Regierungsrat Professor R. Otzen, Hannover.
17. 12<sup>35</sup>—1<sup>05</sup>: „Neuere Geräte und Maschinen im Beton- und Tiefbau“. Privatdozent Dr.-Ing. G. Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bau-Union, G. m. b. H., Berlin.
18. 1<sup>15</sup>—1<sup>45</sup>: „Entwicklung und gegenwärtige Anwendung des pneumatischen Betontransportes“. Regierungsbaumeister E. Fraenkel, bei der Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin.
19. 1<sup>50</sup>—2<sup>20</sup>: „Neuerungen im Bau von Eisenbetonmasten“. Ingenieur K. Kisse, bei der Fa. Gebr. Rank, München.
20. 2<sup>30</sup>—3<sup>00</sup>: „Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen“. (Schriftlich gestellte Fragen sind in einem dazu bereitgestellten Kasten niederzulegen.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 27. Januar 1927.
- Kl. 4 c, Gr. 35. W 71 150. Reinhold Wagner, Berlin-Charlottenburg, Kantstr. 158. Gasbehälter ohne Flüssigkeitsverschluß. 30. XI. 25.
- Kl. 5 a, Gr. 3. B 122 501. Franz Bade, Peine, Hannover. Tiefbohrerschlagwerk. 2. XI. 25.
- Kl. 5 a, Gr. 3. V 19 428. Friedrich Volz, Kissing b. Augsburg. Handbohrergerüst für Erdbohrungen mit Laufgewicht. 23. VIII. 24.
- Kl. 5 c, Gr. 9. M 89 524. Nicolaus Maier, Herne i. W. Geschlossener Eisenbeton-Streckenausbau. 30. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 18. S 66 991. Samuel Anton Sölling, Aarhus, Dänemark; Vertr.: Dr.-Ing. A. Demeter, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Beleuchtungsvorrichtung für Eisenbahnstrahlen und ähnliche Vorrichtungen. 5. IX. 24. Dänemark 7. IX. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 32. B 126 086. Jakob Bouillon, Köln, Unter-Kahlenhausen 31—33. Radtaster für Signalvermittlung. 18. VI. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 35. A 47 040. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Einrichtung zum Beeinflussen von Eisenbahnzügen vom Bahnkörper aus mittels auf dem Zuge angeordneter lichtelektrischer Vorrichtungen. 18. II. 26.
- Kl. 35 a, Gr. 1. St 40 457. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Ladevorrichtung für mehrgeschossige Lagerhäuser. 31. XII. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. A 43 601. Ardelwerke G. m. b. H., Eberswalde. Schaufelkran. 25. XI. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 3. M 87 843. Demag Aktiengesellschaft, Duisburg. Drehkran mit Ausgleichsbunker. 6. I. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 3. S 69 861. Alfred Simon, Marienau, Post Mechernich. Auslegerkran. 1. V. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 73 805. Anton Schätz, München, Herzog-Rudolf-Str. 45. Geteilter Mastfuß aus Eisenbeton. 15. IV. 25.
- Kl. 37 d, Gr. 32. D 46 014. Andreas Doll, Ulm a. d. D., Wagnerstraße 25. Spritzvorrichtung zum Auftragen von Gipsputz auf Decken und Wände. 18. VIII. 24.
- Kl. 37 d, Gr. 32. K 92 905. Dipl.-Ing. Carl Kapferer, Elbart, Oberpf. Werkzeug zum Bearbeiten von Putzflächen. 13. II. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 3. M 87 438. Gottlieb Meier, Luzern, Schweiz; Vertr.: H. Schaaf, Pat.-Anw., Cöthen i. Anh. Verbindungsstück für Gerüstböcke. 8. XII. 24. Schweiz 28. III. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 9. B 120 881. Anthony Albert Augustus Byrd, London; Vertr.: Dr.-Ing. R. Specht, Pat.-Anw., Hamburg. Vorrichtung zum Spannen der Drahtnetzeinlage für Betonwände. 20. VII. 25. England 21. VII. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 13. T 30 475. Pierre Tondeur, Brüssel; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Befestigen von Deckplatten an Träger. 15. VI. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 1. K 96 962. Ludwig Kroher, München, Lindenschmittstraße 32. Tribüne mit gestaffelten Rängen. 30. XI. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 1. St 38 670. Hans Strocza, München, Keferstr. 11. Theateranlage. 8. XI. 24.

- Kl. 80 a, Gr. 1. G 61 981. Fa. Hans von Gunten & Co., Bern; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Abbaumaschine für Tagebau, insbesondere für Lehmgruben. 11. VIII. 24. Schweiz 7. I. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 34. W 72 296. Ludwig Wirth, Dresden, Kaitzer Str. 47. Verfahren zur Herstellung von Druckrohren mit zwischen zwei Betonschichten liegendem Blechrohr. 12. IV. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 56. K 99 226. Max Kind, Nürnberg, Kopernikusplatz 10. Verfahren zur Herstellung von Eisenbeton-Rippenmasten in Schleuderformen. 22. V. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 21. R 67 308. Johannes Rothfuß, Heidelberg, Handshuhsheimerlandstr. 28. Verfahren zur Herstellung von rauhen Gehwegplatten. 12. IV. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 94 048. Maschinenfabrik Buckau Aktiengesellschaft Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Absetzen großer Erdmassen o. dgl. mit Gegengewicht für das weit ausladende Förderband. 10. IV. 26.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 27. Januar 1927.
- Kl. 19 f, Gr. 3. 440 537. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Bau von Tunneln in wasserführenden Schichten. 30. III. 23. S 62 545.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 440 594. Johan Gotfrid Kjellgren, Lidingö-Brevigk, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Verfahren zur Herstellung von Verbindern für elektrische Schienenverbindungen. 30. X. 24. K 91 485.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 440 624. Johan Gotfrid Kjellgren, Lidingö-Brevigk, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Verbinder für stromleitende Überbrückung von Schienenstößen an elektrischen Bahnen. 30. X. 24. K 91 486.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 440 488. Heinrich Rieche, Kassel-W., Kunoldstraße 60. Konsol-Drehkran. 5. VII. 23. R 58 859.
- Kl. 37 e, Gr. 13. 440 634. Bamag-Meguini Akt.-Ges., Berlin. Vorrichtung zum Verringern der Austrittsgeschwindigkeit eines mittels Druckluft geförderten Beton- oder Mörtelstrahles. 30. XI. 23. B 111 879.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 440 493. Gewerkschaft Michel, Halle a. d. S. Absetzgerät mit Bagger und Langförderer auf einem Ausleger. 24. I. 25. G 63 255.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 440 688. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Schließwand für die nach der Kettenseite offenen Eimer. 1. VII. 25. K 94 803.
- Kl. 84 a, Gr. 1. 440 690. Carl Julius Baer, St. Louis, V. St. A.; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Austiefen oder Schiffbarmachen von fließenden Gewässern durch Einengung der Strömung zwischen Spül Schiffen o. dgl. 2. VIII. 24. B 115 069.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 440 691. Dipl.-Ing. Gustav Markowitz, Wiesbaden, Herderstr. 17. Selbsttätiges versenkbares Schwimmschütz. 10. IV. 24. M 84 536.
- Kl. 84 c, Gr. 3. 440 616. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Verfahren und Vorrichtung zum Gründen von Bauwerken durch Senkbrunnen. 21. VIII. 23. G 59 769.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Grundbau. Von Dr.-Ing. e. h. L. Brennecke. In 4. Auflage neubearbeitet und herausgegeben von Dr.-Ing. Erich Lohmeyer. Erster Band: Baugrund, Baustoffe, Pfähle und Spundwände, Baugrube. Mit 244 Textabbildungen. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Geheftet RM. 19,20; gebunden RM. 21.—.

Seit dem Erscheinen der letzten, dritten, Auflage des bekannten Handbuchs von L. Brennecke sind fast 21 Jahre vergangen, und in diesem Zeitraum hat sich das Gebiet des Grundbaues so gewaltig entwickelt, daß eine grundlegende Umarbeitung des Werkes und seine Zerlegung in zwei Bände erforderlich wurde. Wenn auch Brennecke trotz seiner 84 Jahre sich noch einer bewundernswerten Frische erfreut, so ist es doch zu verstehen, daß er die Neubearbeitung einer jüngeren Kraft anvertraut hat, und ein glücklicher Stern leitete ihn, als er diese Kraft in Erich Lohmeyer gewann. Läßt doch der vorliegende Band allenthalben den in der einschlägigen Literatur wohlbewanderten, theoretisch tüchtigen und praktisch erfahrenen Fachmann erkennen.

Im ersten Teil, der Baugrund, werden die Eigenschaften des Baugrundes der verschiedenen Bodenarten, die Tragfähigkeit des Baugrundes und die Untersuchung des Baugrundes und des Grundwassers erörtert. Der zweite Teil, Baustoffe, bringt wichtige Angaben über Holz, Eisen und Beton, alles mit besonderer Bezugnahme auf die Anwendung im Grundbau. Im dritten Teil, Pfähle und Spundwände, werden

eingehend die Holzpfähle, die Holzspundwände, die eisernen Pfähle und Spundwände, die Pfähle und Spundbohlen aus Eisenbeton, die Verbundpfähle aus Holz und Eisenbeton, das Einbringen der Pfähle und Spundbohlen und die Tragfähigkeit der Pfähle behandelt. Er schließt mit einer vergleichenden Betrachtung dieser Bauweisen. Der vierte Teil, die Baugrube, befaßt sich mit der Sohle und Einfassung der Baugrube sowie mit der Wasserhaltung. — An Einzelheiten mag hier erwähnt werden, daß meiner für die Praxis bestimmten Schlußfolgerung aus meinen vor 17 Jahren angestellten Versuchen über die Größe des Wasserdrucks im Boden bei strömendem Grundwasser nicht beigegeben wird: ob mit Recht, das zu entscheiden muß dem Leser überlassen bleiben. Wohl aber trete ich den auf S. 20 für die Praxis gegebenen diesbezüglichen Anregungen durchaus bei. Die sehr gründlichen Erörterungen über die eisernen Spundbohlen lassen die Unsicherheit in der Wahl der Größe des Widerstandsmoments bei der Larssenwand erkennen. — Werden die Erwartungen erfüllt, mit denen uns der vorliegende Band dem Schlußband entgegen sehen läßt, welcher die einzelnen Gründungsarten bringen wird, dann wird die vierte Auflage auf der gleichen Höhe stehen, wie die früheren Auflagen des klassischen und grundlegenden Werkes unseres Altmeisters L. Brennecke. Die Ausstattung des Buches ist muster-gültig.

H. Engels.

Der Talsperrenbau. Von P. Ziegler, Regierungs- und Baurat zu Clausthal. Dritte neubearbeitete Auflage. Band I. A. Gesichtspunkte für die Anlage großer Wasserkraft- und Wassersammelanlagen. B. Talsperren aus Erde und losem Steinmaterial. 247 Seiten und 337 Textabbildungen. Berlin 1925, Verlag von Ernst u. Sohn. Preis geh. RM. 24,—; gebd. RM. 26,—.

Schon die beiden ersten Auflagen des Zieglerschen Werkes bildeten wertvolle Unterlagen für das Studium und die Praxis des Talsperrenbaues; dies beweist allein die Tatsache, daß die letzte Auflage seit längerem vergriffen war.

Inzwischen haben in Deutschland auch auf diesem Spezialgebiet des Wasserbaus der Krieg selbst und seine Folgeerscheinungen eine ruhige Fortentwicklung verhindert, und nur wenigen Ländern blieb es ja vorbehalten, auf nahezu allen Gebieten der Technik unabhängig von Kriegsnot in allen ihren Auswirkungen, dagegen gestützt auf eine uneingeschränkte Erschließung im Überfluß vorhandener Bodenschätze, auf eine gewisse Stetigkeit der wirtschaftlichen Verhältnisse und zu einem nicht geringen Teile gefördert durch das „gute Geschäft“ Krieg, auf einem immer breiteren Fundament von Erfahrungen Fortschritt auf Fortschritt zu türmen. Auch heute ist der Vorsprung, der Amerika gegeben war, noch nicht auf der ganzen Linie wieder aufgeholt. Ein Strom von Forschungsreisenden, der beredtes Zeugnis ablegte von dem allgemeinen Bestreben, notgedrungen Versäumtes auf schnellstem Wege nachzuholen, ergoß sich bald auf das an Erfahrungen reiche Land; und Hand in Hand mit dem Studium der ausländischen, im besonderen amerikanischen Fachliteratur führte der persönliche Eindruck des Geschehenen zu dem gesteckten Ziel. Daß dann die eigene Fachliteratur aus dieser Fülle von Forschertätigkeit im besten Sinne Nutzen zog und schon äußerlich ihre Erfolge erkennen ließ, ist selbstverständlich. Auch in der vorliegenden neu bearbeiteten Auflage des Werkes von Ziegler finden wir diese Tatsache bestätigt. Nahezu der gesamte Teil, der zu der alten Auflage hinzugekommen ist, macht uns mit den in für uns „mageren Jahren“ im Auslande erworbenen Erfahrungen im Bau von Talsperren aus Erde und losem Steinmaterial bekannt. Der Verfasser hat mit außerordentlichem Fleiß und, gestützt auf seine reichen Erfahrungen auf dem Gebiet des Talsperrenbaues, mit fachmännischem Urteil das umfangreiche Material in klarer, über-

sichtlicher Form gesichtet und verarbeitet. Nach einleitender kurzer Aufzählung der allgemein gültigen Gesichtspunkte für die Anlage großer Wasserkraft- und Wassersammelanlagen geht Verfasser zunächst in ausführlicher Weise auf das Dammmaterial, seine Eigenschaften, deren Einfluß auf die Standfähigkeit, ferner auf die Wechselwirkungen zwischen Stauwasser und Dammmaterial, auf die Untersuchungen über Durchfeuchtungs- und Spülwirkungen ein; dabei sind die in der Folge gemachten Ausführungen über die sogenannte Durchtränkungslinie und die im Anschluß daran wiedergegebenen Urteile und Erfahrungen einzelner amerikanischer Fachleute über die zur Erhöhung der Dichtigkeit erforderlichen Maßnahmen bemerkenswert. Auch bei der Behandlung der Gründungsfläche der Dämme macht sich Verfasser zu einem großen Teil die Erfahrungen besonders des amerikanischen Dammbaus zu eigen. Die Behandlung des neben der Materialfrage gleich wichtigen Problems der Dammdichtung zeigt trotz der hier vom Verfasser befolgten knappen Darstellungsweise eine umfangreiche Kenntnis und Beherrschung der Materie. Von dem sich anschließenden Abschnitt hätten diejenigen über die Hochwasserüberfälle, die Beispiele für Entnahmeeinrichtungen sowie für Hochwasserüberfälle, da von allgemeiner Bedeutung, unabhängig von der Bauweise der Talsperre an den Schluß der Behandlung sämtlicher Bauweisen unter Auswertung der auch in Europa gewonnenen Erfahrungen gestellt werden können. Besonders festzustellen verdient das Ergebnis der wertvollen Arbeit, daß der Anwendung der Dammbauweise keine bestimmten Grenzen gezogen sind, daß die richtige Wahl des Baustoffes in jedem Falle dem technischen Verständnis überlassen bleiben muß. Dabei soll und wird das Buch stets ein ausgezeichnete Ratgeber bei Aufstellung der stets erforderlichen Vergleichsentwürfe sein. Einen Schönheitsfehler enthält das Buch in den Ausführungen über das Handbuch der Ingenieurwissenschaften, die im Hinblick auf die in ihnen enthaltene persönliche Angriffsweise ganz von der sonst auf jeder Seite zu beobachtenden Sachlichkeit abweichen. Den Studierenden sowohl wie besonders auch dem Ingenieur der Praxis wird das Buch, dessen Ausstattung sich der Verlag in altbewährter Weise hat angelegen sein lassen, ein gediegenes Nachschlagewerk auf dem Sondergebiete des Talsperrenbaues werden.

Dr. E.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Über den Wert und die zweckmäßigste Vornahme von Zeitstudien im Baubetriebe.

Am Dienstag, den 22. Februar, abends 8 Uhr, sprach im Rahmen der Vortragsreihe über „Maschine und Handarbeit im Baubetriebe“ Herr Dr.-Ing. Max Mayer, Weimar, „Über den Wert und die zweckmäßigste Vornahme von Zeitstudien im Baubetriebe“.

Zeitstudien gehören zu den innersten Angelegenheiten des Betriebes, an denen jeder einzelne Betriebsmann zu arbeiten anfangen kann. Der Zeitbedarf ist neben der Güte ein wesentlicher Punkt, der bei jeder Arbeitsleistung für ihren Wert bestimmend ist. Wir müssen dafür Maßstäbe gewinnen und müssen die Forderungen aufstellen lernen, welche für den Zeitbedarf der einzelnen Arbeiten gelten, so daß wir den Zeitbedarf angenähert vorher sehen und vorher sagen und außerdem die wirkliche Leistung beurteilen können. Durch gründliches Zeitstudium müssen wir alle Einflüsse auf den Zeitbedarf feststellen und bewerten. Dadurch kommen wir zu einem gerechten Urteil über Arbeitsleistungen, so daß auch in diesem Punkt an Stelle von Schätzungen nach Augenmaß mit seiner üblichen psychologischen Auswirkung ein verlässliches, beweisbares Messen tritt. Falsche Zeitangaben führen zu falschen wirtschaftlichen Folgerungen. Genaue Zeitkenntnis führt unmittelbar dazu, Störungsursachen festzustellen und zu beheben, sie ermöglicht Vergleich und Urteile bei verschiedenen Arbeitsvorgängen, Wirtschaftlichkeitsberechnungen, Auswahl der besseren Lösungen. Sie ist grundlegend für Betriebsvorbereitung und zur Beurteilung von Betriebsplänen. Auch das Kalkulieren beruht durchaus auf Zeitkenntnis — wenn das früher dadurch überdeckt wurde, daß man mit Marksätzen für den Lohnbedarf zu arbeiten gewohnt war — so hat sich das durch die Inflation geändert. Daß hochbezahlte Arbeiter, wie die Hamburger, häufig den Kubikmeter billiger leisten, beweist nicht, daß es richtiger wäre, mit gleichbleibenden Marksätzen zu rechnen, sondern daß der Zeitbedarf einen Faktor erhalten muß, der die Leistungsfähigkeit der Arbeiter ausdrückt.

Zeitstudien kommen bei gründlicher Bearbeitung von Betriebsvorgängen erst in zweiter Linie. Vorher muß Beschreibung und Messung des Vorganges nach seiner übrigen Seite erfolgen. Vordem sollte man den Arbeitsvorgang, die Werkzeuge, die Maschinen und Einrichtungen darauf prüfen, ob sie schon die zweckmäßigste Form erreicht haben. Noch vorher sollte man die gesamte Arbeitsvorbereitung zu verbessern suchen. Diese Vorstudien führen von selbst zur Zergliederung des Arbeitsvorganges und Beschreibung der Elementarvorgänge.

Zur eigentlichen Zeitmessung kann man sich des Laufbildes bedienen, in Verbindung mit der Gilbreth-Uhr. Außerdem kommen Schreibapparate wie Chronoskop, Arbeitsschauuhr u. dgl. in Frage. Für aneinanderschließende Vorgänge kann man mehrere Stoppuhren in das Uhrbuch einbauen oder an der weiterlaufenden Stoppuhr Zwischenablesungen machen. Es muß alles genau beschrieben werden, was für den Zeitbedarf irgendwie von Bedeutung sein kann.

Gründliche, hauptamtliche Zeitstudien für bindende Vorgabzeiten sind Sache des Betriebsbüros, welches auf der Baustelle für jeden Tag die Arbeit jedes einzelnen Mannes nach Art, Leistung und Prämie genau festlegt. Solange mit dieser gründlichen Arbeitsvorbereitung im Bauwesen noch nicht gearbeitet wird, ist es immerhin wertvoll, wenn Zeitstudien ohne diesen unmittelbaren Zusammenhang mit dem Betriebe gelegentlich vorgenommen werden, wenn geeignete Betriebsleute dazu Zeit haben, insbesondere junge Ingenieure und Bauführer zur Vervollständigung ihrer Betriebskenntnis. Besonders lehrreich sind vergleichende Studien in getrennten Betrieben ähnlicher Art.

Von den sich vorwiegend auf die Maschinenfabriken beziehenden Arbeiten des Reichsausschusses für Arbeitszeitermittlung übernehmen wir zweckmäßig die Begriffe der Hauptzeit und der sachlichen und persönlichen Verlustzeiten sowie der Leerlaufzeit. Bei der Frage, wie weit die Unterteilung der Arbeiten zu gehen hat, müssen wir im Bauwesen verschiedene Stufen unterscheiden: Bewegungen, bei denen Bruchteile von Sekunden vorkommen (z. B. Einzelbewegungen des Schaufelns, Bewegungen von Gruppen von Sekunden, Bewegungen von Minuten, Vorgänge von Stunden, Gesamtzeiten je Stockwerk, Bauteile usw.).

Daß die Ergebnisse der verschiedenen Stufen, insbesondere der Vergleich der addierten Einzelzeiten mit den aus Nachkalkulation, aus Tagesberichten und Lohnverteilung gewonnenen Zahlen nicht zusammenpassen, ist zunächst eine typische Feststellung bei allen Betrieben, in denen die Handarbeit überwiegt, muß aber natürlich den Ansatzpunkt für die weiteren Untersuchungen bilden.

Vordrucke müssen an alle Einzelheiten erinnern, deren Aufschreibung wichtig sein kann, müssen Platz für zahlreiche Einzelbeobachtungen geben, im allgemeinen in Form eines quadratischen Netzes für verschiedene Wiederholungsreihen der Einzelvorgänge und auch gleich den Zusammenhang mit der Gesamtzeit andeuten. Dies wurde an verschiedenen Vordrucken amerikanischer und deutscher Herkunft im einzelnen gezeigt.