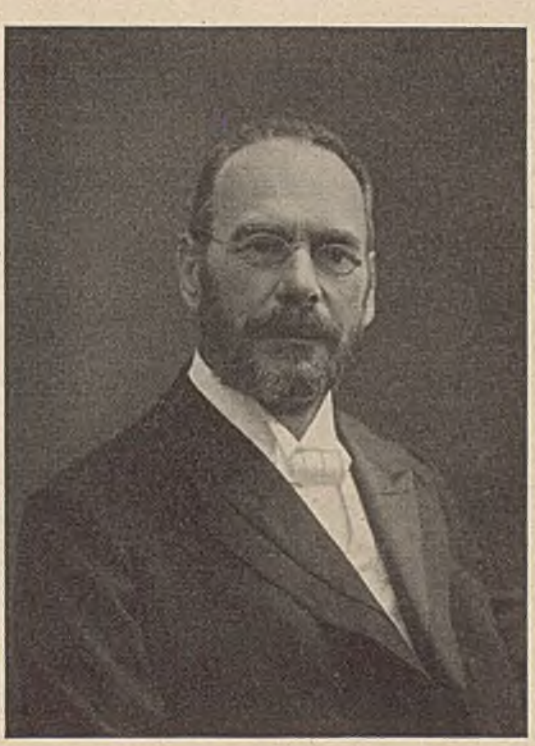
DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang 29. Mai 1931 Heft 22/23

DR.-ING. E. h. LUDWIG BRENNECKE †.

MARINE-HAFENBAUDIREKTOR a. D., GEHEIMER ADMIRALITÄTSRAT.

Der Tod des am 10. April d. J. in der Villenkolonie Buchschlag bei Frankfurt a. M. verstorbenen Geheimen Admiralitätsrat Ludwig Brennecke ruft in dem weiten Kreise aller Fachgenossen und besonders in dem immer mehr zusammenschrumpfenden engeren Kreise derer, die ihm in seiner amtlichen und literarischen Wirksamkeit nahe treten durften, aufrichtigste Teilnahme hervor.



Sein Name bleibt eng verbunden mit dem Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals, wo er bis zum Jahre 1891, zuletzt als Vorsteher des Technischen Büros in Kiel, tätig war, und mit den umfangreichen Werft- und Hafenerweiterungen unserer Kriegshäfen Kiel und Wilhelmshaven, die, mit der Entwicklung der deutschen Kriegsflotte, um die Wende des Jahrhunderts sich mit Riesenschritten vollzogen. Auf das Sondergebiet des Dock- und Schleusenbaues und der Anwendung der Luftdruckgründung lenkte Brennecke schon frühzeitig seine besondere Aufmerksamkeit. Als gegen Ende des vorigen Jahrhunderts der Bau zweier neuer Docks auf der Kaiserlichen Werft in Kiel und einer größeren Einfahrtsschleuse in Wilhelmshaven notwendig wurde, war er daher der hierfür geeignetste Bearbeiter der Entwürfe. Im Zusammenhang mit diesem Schleusenbau wurde Brennecke nach Wilhelmshaven versetzt, wo er als Hafenbaudirektor bis zum Jahre 1904 die umfangreichen Bauausführungen leitete. Im Jahre 1904, im Alter von 61 Jahren, mußte Brennecke aus Gesundheitsrücksichten aus dem Amte scheiden. Er zog sich nach Buchschlag zurück, wo er bis zu seinem nach vollendetem 88. Lebensjahre erfolgten Tode verblieb.

Brenneckes fachwissenschaftliche Veröffentlichungen haben ihn nicht nur in Deutschland, sondern auch im Ausland in vorteilhaftester Weise bekannt gemacht. In den Jahren 1867 bis 1883 war er bei dem Bau verschiedener Brückenbauten beschäftigt gewesen, und die Erfahrungen, die er hierbei sammelte, besonders auf dem Gebiete der Luftdruckgründung, legte er in zahlreichen Aufsätzen und in seinem Werk „Der Grundbau", das in erster Auflage im Jahre 1885 erschien, nieder.

Besondere Aufmerksamkeit widmete Brennecke der Theorie der Schleusenkörper. In dem Aufsatz: „Über Berechnung und zweckmäßige Bauweise gemauerter Schleusen und Trockendocks", der im Jahre 1892 in der Zeitschrift für Bauwesen erschien, wies er neue Wege zur Lösung dieser Aufgaben. Mit seinem Werk „Die Schiffsschleusen", das als VIII. Band im Handbuch der Ingenieurwissenschaften erschien, schuf er ein Werk, das bis dahin in keiner Literatur vorhanden war. Damit nahm Brennecke gewissermaßen Abschied von der Fachwelt.

Ludwig Brennecke war eine Persönlichkeit von großer Energie und Willensstärke. Er verstand es in ausgezeichneter Weise, die Arbeitsfreude aller seiner Mitarbeiter, auch der jüngeren, anzuregen und zu beleben. Alle unterwarfen sich daher seiner Führerschaft um so eher, als er ihnen große Selbständigkeit gewährte und mit dem ganzen Gewicht seiner kraftvollen Persönlichkeit sich für ihr Wohlergehen einsetzte. Mit Brennecke ist wieder einer der bedeutendsten Ingenieure aus Deutschlands ruhmvoller Vergangenheit von uns gegangen, dem alle, die das Glück hatten, ihm näher zu treten, ein dankbares und ehrendes Andenken bewahren werden.

G. de Thierry.

FORTSCHRITTE DES LETZTEN JAHRZEHNTS IM BAU VON WASSERKRAFTANLAGEN, INSBESONDERE BEI STAUWERKEN.

Von Dr.-Ing. E. Marquardt, Stadtbaurat in München.

Übersicht: Die während der letzten 10 Jahre vollzogene Wandlung der Konstruktions- und Baugrundsätze bei den dem Wasserkraftbau dienenden Stauwerken und Wasserfassungsanlagen wird an Hand neuester Ausführungsbeispiele kritisch besprochen. Bei den Niederdruckanlagen werden die für die Wahl der Entnahmestelle im Flußlauf maßgebenden Gesichtspunkte die Baugrundsätze bei festen und beweglichen Wehren, beim Wehrunterbau und bei den Sturzbetten, sowie die Wasserfassung bei Wehren behandelt. Bei den Hochdruckanlagen findet eine Erörterung der neuerdings im Talsperrenbau sowie bei den Wasserfassungen ohne Speicherung und solchen mit natürlicher Speicherung sich vordrängenden Gesichtspunkte statt. Nach diesen vorwiegend konstruktiven Ausführungen wird dann noch ein kurzer Rückblick über die hier einschlägigen Neuerungen im Baubetrieb nebst einigen Aussagen für die Zukunft gegeben.

Die Entwicklung der Industrie und die wirtschaftlichen Veränderungen der letzten Jahrzehnte bereiteten in Verbindung mit den technischen Fortschritten in der Anwendung der Wasserkraft und Elektrizität bereits seit längerer Zeit neue Grundlagen für die bauliche Gestaltung und betriebstechnische Entwicklung der Wasserkraftnutzung vor. Namentlich aber haben die seit dem Kriege veränderten Zeitverhältnisse und die hierdurch bedingte Veränderung der Natur unserer heutigen Technik in Verbindung mit der im letzten Jahrzehnt zunehmenden Verbilligung der Wärmekraft eine scharfe Zäsur in der Entwicklung der Konstruktions- und Baugrundsätze der Wasserkraftanlagen hinterlassen. Wir kennen in der ganzen Geschichte des Wasserkraftbaues keinen Zeitabschnitt, in dem die baulichen Bestandteile ihr Gesicht so stark verändert haben, in dem unsere Anschauungen so gründlich revidiert wurden, wie im vergangenen Jahrzehnt[1].

A. Niederdruckanlagen.

I. Allgemeine Anordnung am Flußlauf. Erfahrungsgemäß ist die Bewegung von Wasser und Geschiebe am regelmäßigsten in geschlossenen S-förmig gewundenen Flußstrecken, in denen der Stromstrich bei allen Wasserständen den einbuchtenden Ufern folgt und nur die vom Wechsel der Wasserstände beeinflußten Schwankungen zeigt. Die Geschiebebänke finden sich an den ausbuchtenden Ufern. Die Lage der Schwellen in den Flußübergängen zeigt nur geringe Schwankungen. Demgegenüber findet der Stromstrich in den durch gerade oder schwach gekrümmte Ufer ausgebauten Flußstrecken, sofern das N. W. zwischen diesen Ufern ein übermäßig breites Bett besitzt, keine Leitung: er pendelt in Abhängigkeit von der Wasserführung von Ufer zu Ufer. Im Zusammenhang damit ist der Ort der Geschiebebankablagerungen veränderlich. Aus diesem ganz verschiedenen Verhalten der natürlich gewundenen und der gestreckten Flußläufe ergeben sich wesentliche Gesichtspunkte für die Wahl der Entnahmestelle im Fluß, je nachdem die Stauanlage in der geraden Flußstrecke oder in einer Krümmung errichtet werden soll; ähnliches gilt auch für die Einmündung des U. W. Kanals in den Mutterfluß.

Möller gebührt das Verdienst, die Wanderung der Sinkstoffe in Flußkrümmungen zuerst untersucht (1886) und ihre weitere Vertiefung durch Lüders angeregt zu haben (1925). Die Mittlere Isar A.-G.[2] (1920/22), A. Schoklitsch und H. Bulle (1926) haben dann unabhängig voneinander die Geschiebebewegung bei Kanaleinläufen durch Modellversuche in einer Weise geklärt, daß wir bei der Auswahl der Entnahmestelle zuverlässigere Anhaltspunkte als früher besitzen.

Abb. 1. Abhängigkeit der Geschiebe- und Wassermengenverteilung vom Entnahmewinkel.

H. Bulle stellte bei Untersuchungen in Flußspaltungen fest, daß das meiste Geschiebe in den aus der ursprünglichen Flußrichtung abzweigenden Seitenarm wandert (S_s in Abb. 1). Hieraus ergibt sich für gekrümmte Flußstrecken, daß es am zweckmäßigsten ist, das Werkwasser an der Bogenaußenseite und zwar nicht hinter der Krümmung zu entnehmen und es in tangentialer Richtung geradlinig weiter zu leiten. Wo eine zur Anlage der Entnahmestelle geeignete Flußkrümmung fehlt, ist es nach den Versuchen der Miag und von Schoklitsch zweckmäßig, die Einlaufschwelle schräg vorgezogen zur Flußachse zu stellen und in derselben Richtung flußaufwärts noch auf eine kurze Strecke eine Ufermauer anzuordnen (Abb. 2).

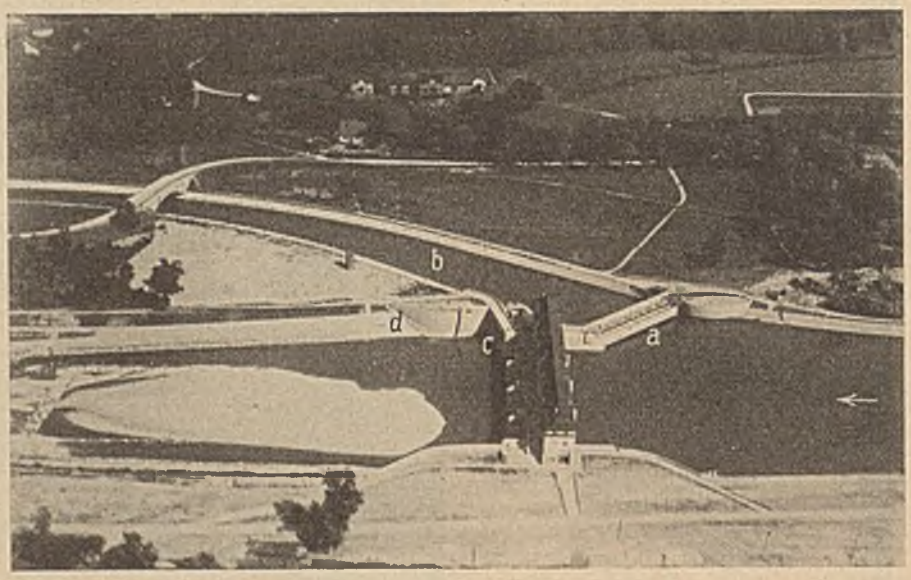


Abb. 2. Wehr bei Oberföhring in der Isar (M.A.N.-Doppelschützen). a Einlauf mit Tauchwand, b Werkkanal, c Spülkanäle, d Fischtreppe (Mittlere Isar A.-G.).

Im Gegensatz zu früher ging man bei den neueren Kanalkraftwerken zu der für die Geschiebe- und Eisverhältnisse günstigeren und durch die vorerwähnten Modellversuche aufgefundenen schiefwinkeligen Abzweigung von der gerad-

[1] Bei dieser knapp gehaltenen Darstellung ist nicht nur zu berücksichtigen, daß sie in eine Periode raschesten Fortschrittes fällt, sondern auch an den engen Rahmen eines Zeitschriftenaufsatzes gebunden ist.

[2] künftige Abkürzung: Miag.

linigen Flußrichtung über, die in der beim Einlaufbauwerk der Miag gewählten Form — im Gegensatz z. B. zu Olten-Gösgen (Aare), Mooshausen (Iller) — noch den weiteren Vorteil kürzerer Baulänge hat.

II. Stauwerke und Wasserfassungen.

1. Feste Wehre. Für kleine Stauhöhen ist die Anwendung fester Wehre heute nur noch auf Einzelfälle beschränkt. Seitdem man eingesehen hat, daß mit festen Wehren bei N. W. keine ausreichende Fallhöhe erzielt werden kann, ohne gleichzeitig das H. W. unzulässig hoch zu stauen, seitdem man im Interesse der Aufrechterhaltung des natürlichen Geschiebetriebes und der Verhinderung der Verlandung der Wehrwaage die Aufhebung des Wehrstaues bei H. W. fordert und seitdem insbesondere nicht nur die beweglichen Wehrverschlüsse und ihre Antriebe verbessert, sondern auch der Hochwassernachrichten- und -warnungsdienst an unseren Flüssen ausgebaut ist, hat das bewegliche Wehr das feste Wehr zurückgedrängt.

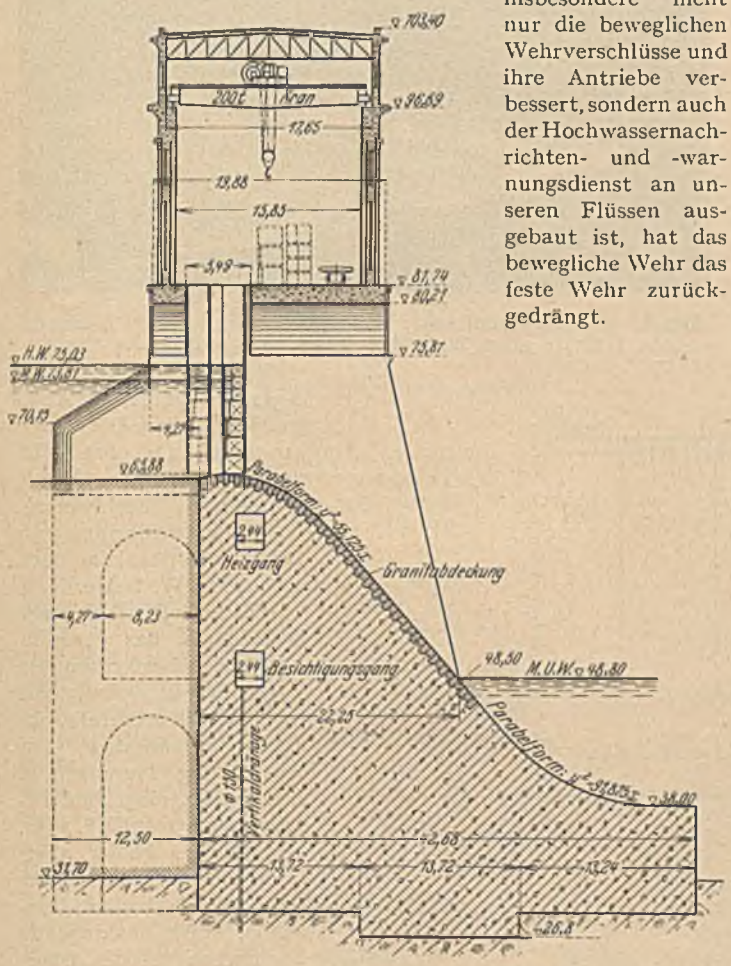


Abb. 3.
Querschnitt des Stauwehres der St. Lawrence River Power-Anlage.

Die grundlegenden Versuche von Rehbock für den Sihlüberfall in Zürich (1916/17) haben die Schußwehre mit Gegenboden, der u. U. mit Floßfeder oder Zahnleiste ausgerüstet ist, gegenüber den früher vorherrschenden Sturzwehren in den Vordergrund gerückt. Im übrigen ist neuerdings aber auch bei Sturzwehren die Form des Wehrkörpers und des Sturzbettes durch die systematischen Versuche von Rehbock, Engels, Smrček u. a. so weit geklärt, daß man bei ihrem Bau nicht mehr wie früher bloß auf die Nachahmung bewährter Muster angewiesen ist.

In den letzten Jahren ist das feste Wehr für große Stauhöhen wiederholt in Großausführungen zur Anwendung gekommen, wobei meist die Regulierung durch mechanisch-bewegliche oder selbsttätige Wehraufsätze besorgt wird (z. B. Lilla Edet). Hier einige Zahlen über solche schon an den Talsperrentyp grenzende Wehre mit S-förmigem Überfall-Rücken (Abb. 3):

Tabelle I.

Anlage (Fluß)	Erbaut	Höhe des festen Wehres m	Kronenlänge des Ueberfallwehres m	Abflußmenge m^3/sek
Muscle-Shoals Wilson-Wehr (Tennesee) . . .	1918/25	28	820	26 800
Zemo-Awtschali (Kura) .	1922/26	22,5	3×13	2 000
Shannon (Shannon) . . .	1925/29	10,85	76	950
Conowingo (Susquehanna)	1926/28	30	1383	24 800
Dnjeprostroj (Dnjepr) . .	1927/32	42,25	47×13	21 500
Bagnell-Wehr (Missouri) .	1929/31	45	158	4 584
St. Lawrence River Power Development in Barnhart Island (St. Lawrence-Fluß) . .	Projekt	37	440	9 340

In Skandinavien ist das feste Wehr besonders in der Form des Ambursen-Wehres aus Eisenbeton mit beweglichen Aufsätzen und Grundablässen sehr häufig (vgl. z. B. Krangfors Norrfors).

2. Bewegliche Wehre. Im Bau von Schützenwehren stellt das der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (MAN.) patentierte und heute bei großen Lichtweiten und Stauhöhen vorherrschende Doppelschütz die am weitesten fortentwickelte Verschlußform dar. Sie unterscheidet sich von der früheren Anordnung mit vielen und gleichbeanspruchten Riegeln zunächst dadurch, daß jede Schützentafel mit nur noch zwei als Fachwerkträgern ausgebildeten Hauptriegeln ausgestattet ist (Abb. 4). Gegenüber den früher eng aufeinander liegenden Trägern sind bei der neuen Bauart alle Teile gut zugänglich und zeichnen sich durch statisch klare Übertragung des Wasserdrucks auf den aus wenigen Rollen bestehenden Rollenwagen aus. Durch die Gestaltung der Schützentafeln, durch entsprechende Festsetzung der Höhen der Ober- und Untertafel und Austeilung der Hauptriegel wird bei jeder Tafelstellung eine

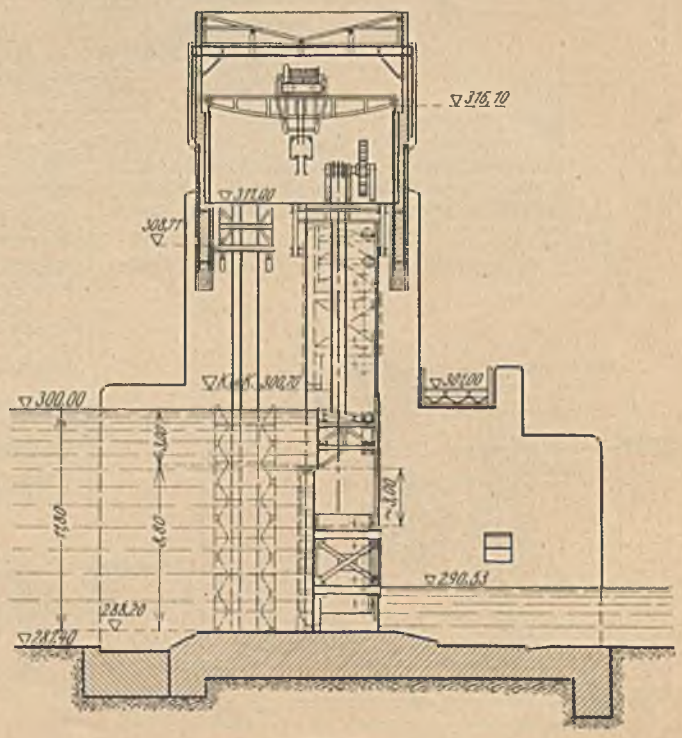


Abb. 4.
Querschnitt der Wehranlage Donau-Kachlet (M.A.N.-Doppelschützen).

annähernd gleichbleibende und — gegenüber früher — wesentlich kleinere Hubkraft nötig (vgl. B. I. 1925 H. 24/25). Weiterhin ist bei der MAN.-Doppelschütze nicht nur ein noch näheres Zusammenrücken der beiden Schützentafeln und daher eine weitere Verringerung der Pfeilerhöhe mit allen ihren Vorteilen möglich, sondern diese Anordnung gestattet auch die Bewegung beider Tafeln auf einer gemeinsamen Laufschiene mit infolgedessen einfacher Nische.

Einen grundlegenden Fortschritt in den Baugrundsätzen der Schützenwehre bedeutet sodann die Ausführung von Lichtweiten, die man noch vor einigen Jahren für unmöglich gehalten hätte: H. W. Abschluß Ladenburg (1925) mit 40 m L. W. und

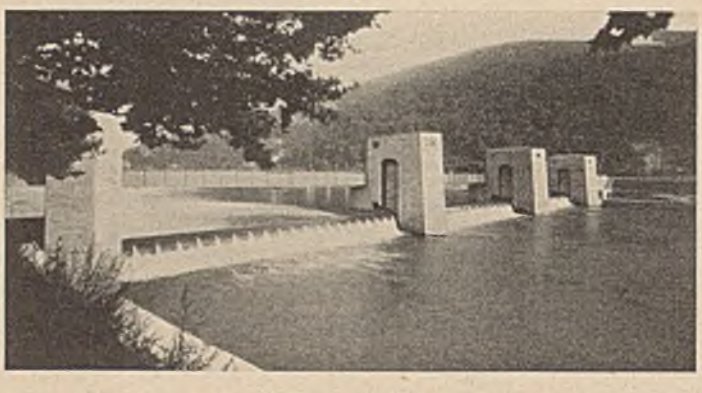


Abb. 5. Walzenwehranlage Heidelberg der Neckar A.-G. (3 um je 0,6 m absenkbare Walzen je 40,0/4,1 m).

Abb. 7. Stauklappe auf fester Wehrschwelle: E. W. Bad Kissingen 40 m L.W., 0,50 m Stauhöhe, erbaut 1925 von Louis Eilers.

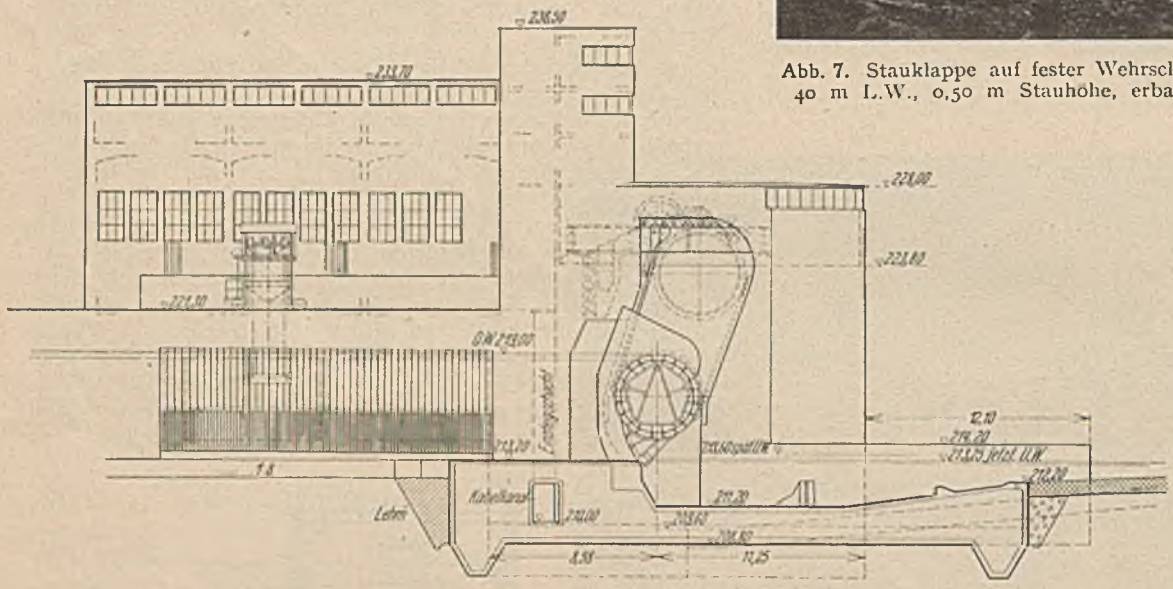
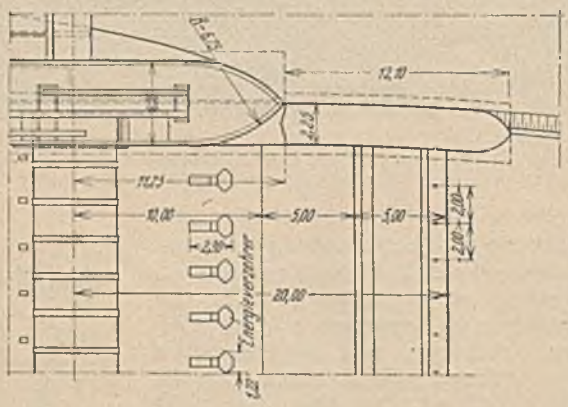


Abb. 6 a.
Walzenwehranlage Cannstatt der Neckar A.-G. (2 absenkbare Walzen je 38,0/5,8 m, linke Wehrwalze mit Wasserkastendichtung und Ansicht des Turbinenhauses. Teilgrundriß.



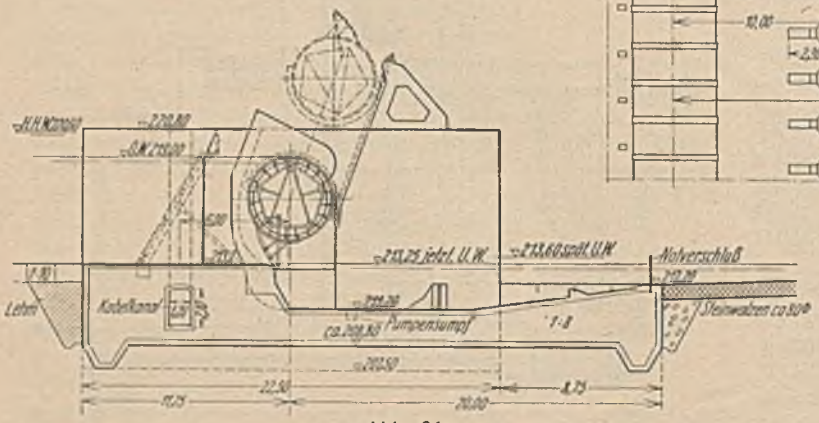


Abb. 6 b.
Walzenwehranlage Cannstatt. Rechte Wehrwalze mit Federdichtung.

8,3 m Stauhöhe (M A N.) und Wehranlage Dörverden (1931) mit 2 × 42 m L. W. und 6.35 m Stauhöhe (Abb. 9, Vereinigte Stahlwerke), während Oberföhring (1920) bei 5,65 m Stauhöhe noch 17,0 m L. W. hatte.

Die letzte Entwicklungsstufe stellt das Hakenschütz mit gekrümmtem Überfallrücken dar, wie es beim Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt zur Ausführung kommt und hier bereits eingehend beschrieben wurde (B. I. 1930, H. 47). Es bleibt allerdings abzuwarten, ob der den Überfallboden tragende, stark auskragende Fachwerkriegel des Oberschützes den bei großer Absenktiefe (in Ryburg-Schwörstadt bis 5 m möglich, d. i. 40% der Stauhöhe, beim Kachlet-Wehr nur 25,5%) beachtlichen lotrechten und dynamischen Kräften ebenso gewachsen ist, wie das Raumfachwerk des Oberschützes am Kachlet Wehr. — Auf den Wandel in der Ausbildung der Wehrüberbauten kann hier nicht eingegangen werden.

Während bei den südbayerischen und schweizerischen Flußwerken die Stauanlagen überwiegend Schützenwehre sind, hat man den seit mehr als zwei Jahrzehnten zunehmend häufiger werdenden Walzenwehren (günstige hydrostatische und hydrodynamische Kräftewirkungen, einseitiger Antrieb, einfache Windwerke) bei den neuen und ebenfalls mustergültigen

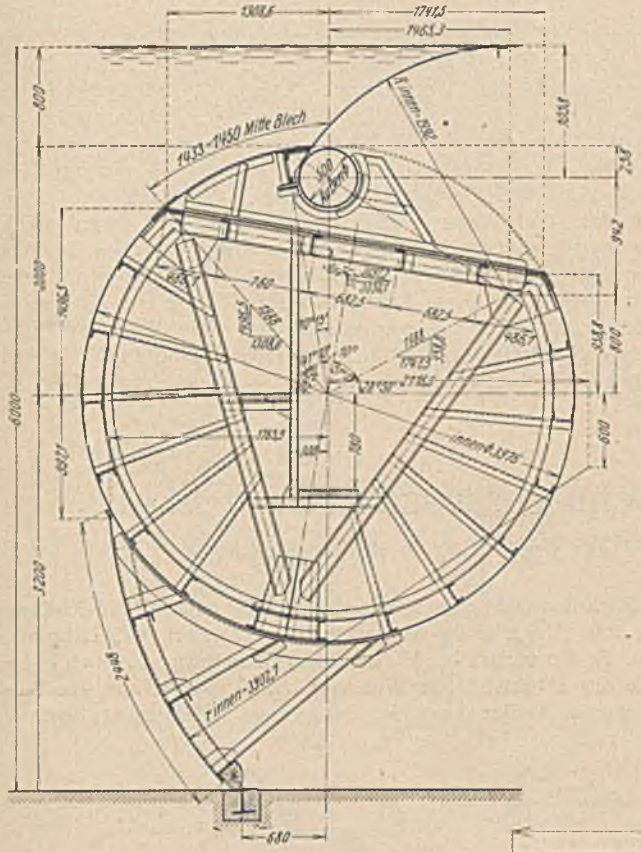


Abb. 8. Normalquerschnitt der Walze mit 0,8 m hoher Aufsatzklappe für die Wehranlage Neckargemünd der Neckar A.-G. (33,0 m L.W., 6,0 m Höhe), Ausführung: M.A.N.

Staukraftwerken der Neckar- und Main-Kanalisierung und bei zahlreichen nordischen, unter besonders schwierigen Eisverhältnissen stehenden Wehranlagen den Vorzug gegeben (Abb. 5, 6, 8 u. 11). Die erste Verbesserung der auf der Wehrschwelle fest aufsitzenden Walze bestand darin, daß man zur Vergrößerung der Stauhöhe und zur vollen Ausnützung auf Verdrehen die Walze mit schildartigen Stauflächen ausrüstete und so zum aufgelösten Walzenquerschnitt kam (vgl. B.I. 1925, H. 24/25). Trotzdem haftete aber dem Walzenwehr noch der für Wasserkraftbetriebe empfindliche Nachteil an, daß Abflußregelung und Eisabführung nur durch Anheben des Verschlußkörpers möglich war. Mit der Versenkwalze gelang die Beseitigung dieses Mangels. Der bei ihr empfindlichste Punkt, die Sohlendichtung, wurde durch die Wasserkastendichtung mit Federblech und durch besondere Formgebung des unterwasserseitigen Teils der festen Wehrschwelle in befriedigender Weise gelöst (Abb. 6a). Neuerdings ist jedoch diese Sohlendichtung dadurch verbessert worden, daß der Dichtungsdruck nicht mehr durch die Wirkung des Oberwasserdrucks sondern allein durch in Abständen von 2 m angeordnete Federn ausgeübt wird, die in das Innere der Walze gelegt und somit jederzeit zugänglich sind (z. B. bei der Staustufe Griesheim der Umkanalisierung des Untermains und der rechten Wehröffnung der Staustufe Cannstatt des Neckar-Kanals (Abb. 6b).

So sehr auch die Versenkwalze den neuzeitlichen Bestrebungen im Kraftwerks-Wehrbau entgegenkam: Vergrößerung der Abmessungen von Verschlußkörpern, die zur wassersparenden Feinregelung des Staues, zur Abführung von Eis und Schwemmsel und zur Verringerung der Kolkwirkung im U. W. auch gesenkt werden können — haften ihr aus mancherlei Gründen doch Nachteile an, die unter bestimmten Betriebsverhältnissen nicht leicht genommen werden können. Man hat infolgedessen neuerdings bei großer Stauhöhe auf die Absenkbarkeit des eigentlichen Verschlußkörpers unter Rückgewinn der unbestreitbaren Vorteile fest aufliegender Sohlendichtung verzichtet und die Walze — ähnlich wie dies früher schon mit

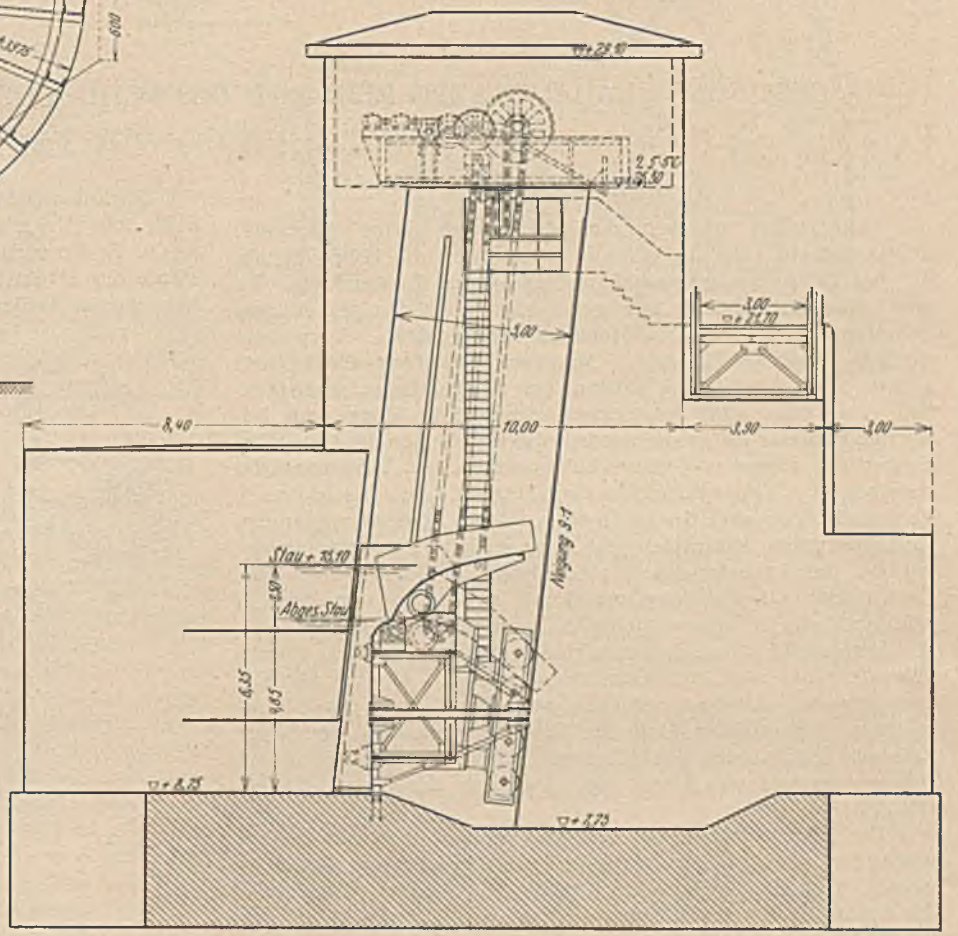
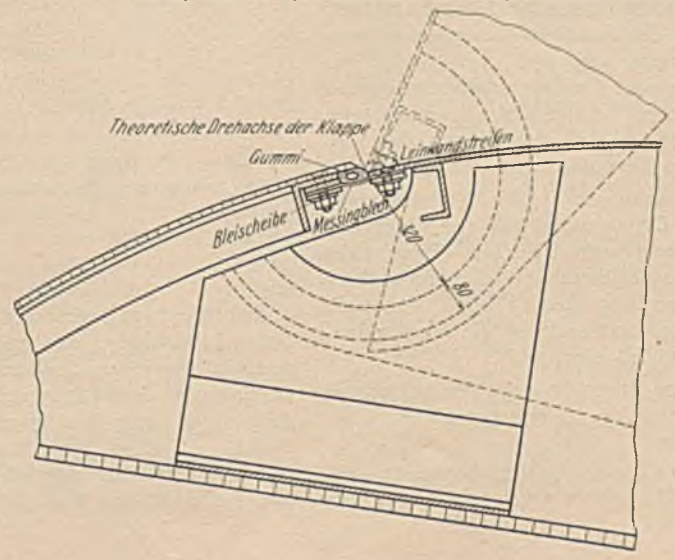


Abb. 9. Wehranlage Dörverden. Zwei Öffnungen von je 42 m und eine Öffnung von 24 m L. W. (Ausführung: Vereinigte Stahlwerke A.-G.). — Dortmunder Union).



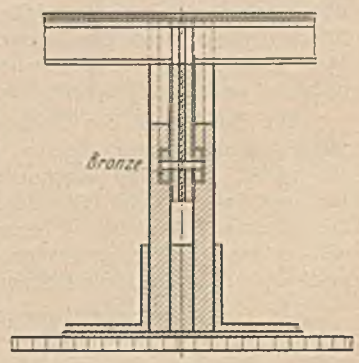


Abb. 10. Banddichtung der Unionklappe (Vereinigte Stahlwerke A.-G.).

anderen Staukörpern geschah (Abb. 7) — mit absenkbarer Aufsatzklappe versehen, die sich z. B. beim Stauwehr Neckargemünd um ein torsionsfestes Rohr als Drehachse bewegt, das geschützt unter der Walzenoberfläche liegt (Abb. 8), während für die Walzenwehranlage Neckarsteinach von den Vereinigten Stahlwerken A.-G. eine neuartige Stauklappe ähnlich der in Abb. 9 ausgeführt wird. Erfahrungen über diese vielversprechenden Neuerungen liegen noch nicht vor.

Bemerkenswert ist weiterhin noch die Verwendung kontinuierlich gelagerter Walzen, die sich bei großer Lichtweite und kleiner Stauhöhe bei der Kanalisierung der Lahn (1927) und beim Flutgrabenabschluß in Erfurt (1930) als zweckmäßig erwiesen hat (M A N.).

Da bekanntlich auch die bestdurchgebildeten Schleifdichtungen nie völlig dicht sind und dieser Mangel u. U. zu einer Vereisung und Betriebsstörung der Klappe führen kann, so verwendet die Dortmunder Union (Vereinigte Stahlwerke A.-G.) an Stelle der üblichen Schleifdichtung die ihr patentierte Banddichtung, bei welcher die theoretische Drehachse der Stauklappe in die Stauwand verlegt ist, so daß eine Relativverschiebung der Endkanten der Stauwand des Wehrkörpers und der Klappe bei deren Drehbewegung nicht eintritt. An Stelle der Anordnung des torsionssteifen Rohres in der Drehachse oder anstatt eines oberen ebenen Randträgers bildet diese Firma den Randträger der Klappe als torsionssteifes Rohr aus und erzielt auf diese Weise auch bei großen Abmessungen der Stauklappe eine schwingungsfreie Ausführung (Abb. 9 und 10). (Fortsetzung folgt.)

BESONDERE BAUAUFGABEN BEIM BAU DES SCHLUCHSEE-SCHWARZA-STOLLENS.

Von Dipl.-Ing. Alfred Wessely, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A. G.

Kurze Übersicht.

Der Stollen ist bemerkenswert durch seine Ausmaße: lichter Durchmesser 4,1 bis 5 m, und durch die hohen Innendrücke, denen er ausgesetzt ist (43—91 m Wassersäule). Er wurde bei einer Länge von rund 6200 m in der angeführten Arbeitsweise in nur 20 Monaten fertiggestellt. Verwendet wurden Handbohrhämmer. Mittlerer effektiver Fortschritt 4,82 m. Es ergab sich eine Häufung von gleichzeitig zu bewältigenden Ausbruch- und Betonierleistungen. Die Mittel zur Bewältigung dieser Aufgaben werden angeführt. Für die Ungefährlichkeit der Abgase von Diesel-Lokomotiven wird Zahlenmaterial beigebracht. Vollausbruch dem Vortrieb rasch nachfolgend. Technische Vor- und Nachteile eines solchen Arbeitsprogramms. Luftleitung aus Stofflutten. Richtige seitliche Lage der Sickerleitung. Förderleistung von 2080 Wagen je Fenster und Tag. Genauigkeit einer Stollenabsteckung ausgehend von Senkelschnüren, die in einem Schacht herabhängen. Beschreibung des Betoniervorganges bei ungehindertem Verkehr. Das durchgehende Gleis wird auf Gleisträger verlegt. 320 m³ tägliche Betonmassen. Hinterspritzungen und Bewehrung des Betonmantels. Vor- und Nachteile des Betonierbeginns mit der Sohle. Soll ein Glätten des Torkretputzes erfolgen? Aufbringen des Sohlenverputzes von Hand aus. Dichtung der nassen Stellen mit Sika.

Die Vorbereitungen für den Durchschlag zum See werden geschildert. Aufsuchen des gesunden Felsens mit Taucherglocke, nachdem vorher die Rutschgefahr durch Wegbaggern des leichteren Bodens gebannt worden war. Zwecks Absenkung des Schluchsees dürfen nur 6 m³/sec. abgeleitet werden; der Einbau von Absperrorganen und Energievernichtern ist notwendig. Anordnung der Schußlöcher beim Seedurchschlag und Organisierung des Abschusses. Notwendigkeit der getroffenen Vorsichtsmaßregeln. Rutschungen, die sich bei einer Seeabsenkung herausbilden, und Lehren, die daraus gezogen werden können. Eigenartige Erscheinungen bei den Energievernichtern. Das Grundwasser des Seebeckens ist bei Berechnung des Seeablaufes und des Seeinhaltes zu berücksichtigen.

Die Forderung des Turbinenbaues: Große Wassermengen möglichst nahe dem Beginn der Druckrohrleitung zur Verfügung zu haben, führt zu eigenartigen unterirdischen Bauwerken für das Wasserschloß. Die Schwierigkeiten bei der Herstellung des „Domes" und ihre Überwindung sowohl beim Ausbruch wie bei der Betonierung werden geschildert, und ein neues pneumatisches Betonförderverfahren wird erwähnt.

Die Vorteile des exzentrischen Vortriebs eines Steigschachtes werden gezeigt. Bauausführung des 80 m hohen und 11 m im Lichten messenden Steigschachtes.

Herstellen der Abdichtungen gegen die Fensterstollen und bei Anschluß an eiserne Rohre mittels Rhenabit und Rhenaplast.

Nachdem die Schluchseewerk Aktiengesellschaft in Freiburg i. Br. die Elektrizitäts-Aktiengesellschaft vorm. W. Lahmeyer & Co. in Frankfurt a. M. mit der Bauleitung betraut hatte, wurde der Dyckerhoff & Widmann A. G., Karlsruhe, die Ausführung der beiden Lose des Schluchsee-Schwarza-Stollens am

Abb. 1.
Schluchseewerk 1. Teilausbau. Lageplan.

8. Februar 1929 übertragen. Dieser Stollen bildet einen Teil des Schluchseewerkes, das in Nr. 17, Jahrgang 1930 der „Bautechnik" von Eisenlohr beschrieben worden ist. Der Stollen beginnt (s. Lageplan und Längenschnitt Abb. 1 und 2) auf Kote 887,20, d. i. 13 m unter dem ungestauten Spiegel des Schluchsees, und endet nach einer Länge von 6146 m auf der Kote 852,56, wo er in die eiserne Druckrohrleitung übergeht. Da der See später auf 930 m gestaut wird, wird der Stollen unter einem statischen

Innendruck von 43 m bis 77 m stehen, der sich durch die bekannten, durch das Wasserschloß auszugleichenden Schwankungen bei Stollenende bis auf 91 m erhöhen kann. Die Überlaufhöhe des oberen Wasserschloßbehälters befindet sich nämlich auf Kote 941,50 und der höchste Wasserspiegel auf Kote 943,70. Dieser große Innendruck in Verbindung mit dem ungewöhnlichen lichten Durchmesser von 4,1 m, der sich in den letzten 294 m,

2. Arbeiten am unteren Stollenstück während der Seeabsenkung und während der Fertigstellung des endgültigen Einlaufbauwerkes.
3. Fertigstellung des ganzen Bauwerkes unter dem Schutz eines endgültigen Stollenabschlusses (Naßschieber), Wiederaufstau des Sees bei Kote 902 oder höher, je nach Fortschritt der Seesperrmauer.

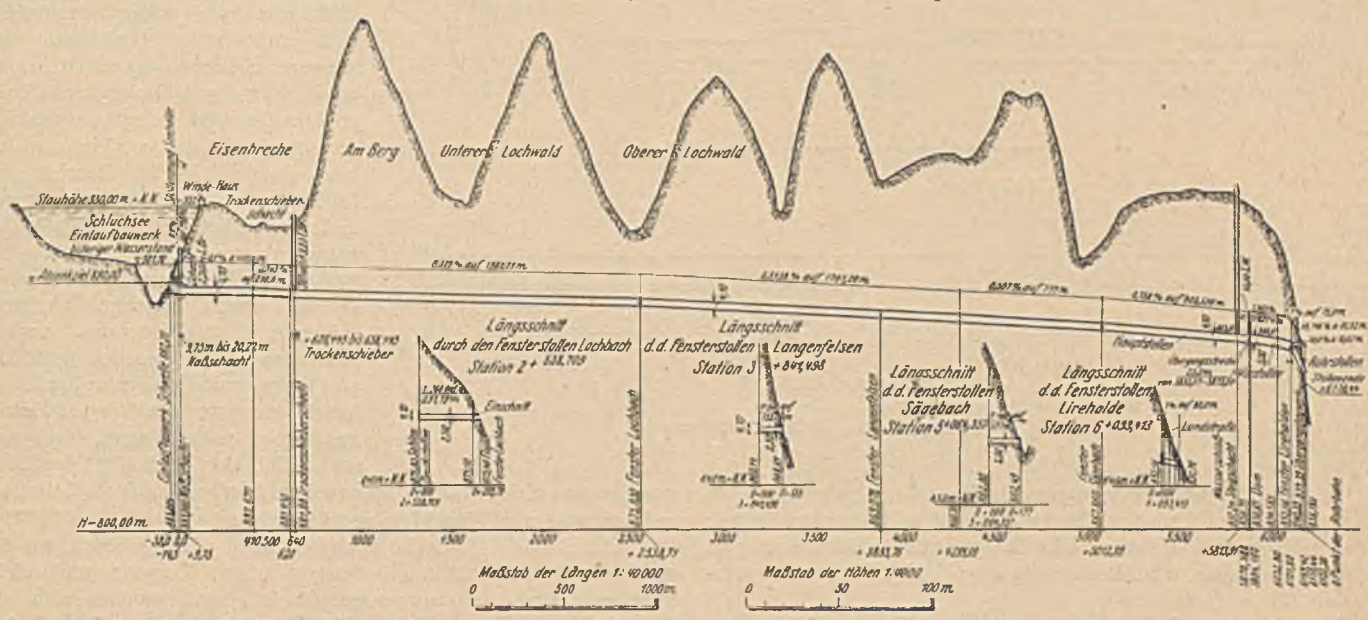


Abb. 2. Längenschnitt.

also gerade dort, wo die höchsten Drücke vorkommen, auf 5 m erweitert, macht das Bauwerk an sich schon sehr bemerkenswert.

Die Stollentrasse war bei Baubeginn an zwei Stellen schon aufgeschlossen, und zwar durch einen Schacht bei km 0,640 (dem sogenannten „Trockenschacht") und durch einen Fensterstollen von 298 m Länge bei km 2.538 (Lochbachfenster); Vorarbeiten, die in den Jahren 1923/1924 bereits ausgeführt worden waren. Ferner hatte die Bauherrschaft an dieser und den übrigen vorgesehenen Angriffsstellen Kompressoren und Ventilatoren, sowie eine Anzahl Arbeiterunterkünfte, der Unternehmung zur Verfügung gestellt. Aus dem Schema (Abb. 3) sind die Einzellängen des Hauptstollens und der Fensterstollen ersichtlich. Das längste Teilstück befindet sich zwischen Trockenschacht und Lochbachfenster mit 1898 m, wovon allerdings schon 173 m vom Trockenschieber her und 104 m vom Lochbachfenster aus aufgefahren waren, so daß noch 1621 m zu durchfahren waren. Dieses an und für sich schon längste Teilstück bot überdies noch die größten Schwierigkeiten dadurch, daß dort das härteste Gestein angetroffen wurde, das gegen Lochbach ziemlich unvermittelt in stark Wasser führendes und nicht standfestes Gebirge überging. Auch fördertechnisch war dieses Stollenstück äußerst ungünstig, indem auf der einen Seite der ganze Ausbruch durch den Trockenschacht hochgeführt werden mußte, während auf der anderen Seite das Lochbachfenster die größte Länge von allen Fenstern aufwies, wobei durch dieses Fenster auch noch die gleichfalls sehr großen Mengen der unterhalb anschließenden 685 m des insgesamt 1317 m langen Stücks des Stollens zum Langenfelsfenster abbefördert werden mußten. Es war daher sehr richtig und voraussehend von der Bauherrschaft, gerade an dieser kritischen Stelle durch frühere Aufschlüsse wichtige Vorarbeiten geleistet zu haben.

Das Bauprogramm sah einen außerordentlich kurzen Bautermin vor und teilte überdies die Arbeit in scharf getrennte Abschnitte:

1. Vortrieb und nach Möglichkeit auch Ausbau des oberen Stollenstückes bis zum Lochbachfenster, Durchschlag zum See und Absenkung des Schluchsees.

Es sei vorweg bemerkt, daß trotz der Wetterungunst (strenger Winter Anfang 1929 und daher ca. 4 Wochen späterer Baubeginn) und des verhältnismäßig großen Wasserzuflusses zum Schluchsee im nassen Sommer 1930 (dadurch bedeutende Verzögerung der Seeabsenkung — statt 20 Tage wurden 40 Tage gebraucht) das Bauwerk um 5 Monate früher, als nach den Vertragsbedingungen erforderlich, dem Bauherrn zur Verfügung gestellt werden konnte.

Die äußerst knappen Termine verlangten nicht nur äußerste Leistungen in Vortrieb, Vollausbruch und Betonierung, sondern diese Leistungen folgten auch nicht, wie sonst allgemein üblich, aufeinander, sie mußten vielmehr gleichzeitig bewältigt werden.

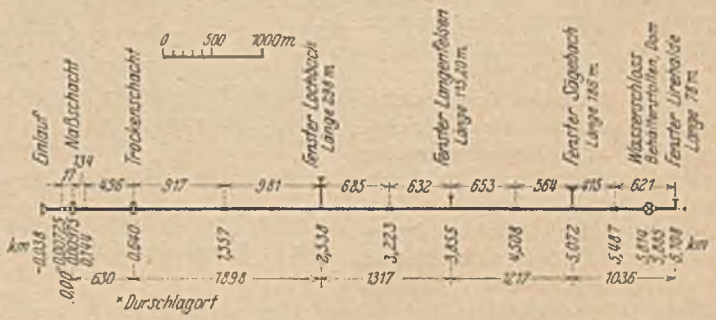


Abb. 3. Schema des Stollenvortriebes von den einzelnen Angriffspunkten.

Auch in dieser Hinsicht und nicht nur wegen des großen Profils ähnelte die ganze Arbeit daher viel mehr einem Tunnelbau als einem Stollenbau. Als in dieser Richtung charakteristisch sei auf die schematischen Bilder (Abb. 4) hingewiesen, aus denen hervorgeht, daß einmal gleichzeitig beim Fenster Lochbach nach zwei Orten der Sohlstollen vorgetrieben und an fünf Stellen am Vollausbruch gearbeitet wurde, während in einem anderen Falle im Abschnitt Trockenschieber-Lochbach nach Durchschlag des Sohlstollens gleichzeitig an 12 Stellen Vollausbruch vorgenommen, an zwei Stellen betoniert wurde, an zwei

Stellen Sohlenaushub mit folgender Drainageverlegung und Reinigung in Ausführung war.

Wie sich diese Arbeitsgattungen über den ganzen Bau in den einzelnen Abschnitten verteilten, mögen folgende Ziffern beispielsweise veranschaulichen:

Im August 1929 waren gleichzeitig in Betrieb 10 Sohlstollenvortriebe und 5 Vollausbrüche. Im Februar 1930: 30 Vollausbrüche, 4 Stollenbetonierungen und 1 Betonhinterpressung. Im Mai 1930: 8 Vollausbrüche, 2 Betonierungen, 2 Hinterpressungen; im August 1930: 1 Vollausbruch im Steigschacht, 4 Betonierungen, 9 Hinterpressungen, 2 Stollenbewehrungs- und 5 Torkretverputzpartien.

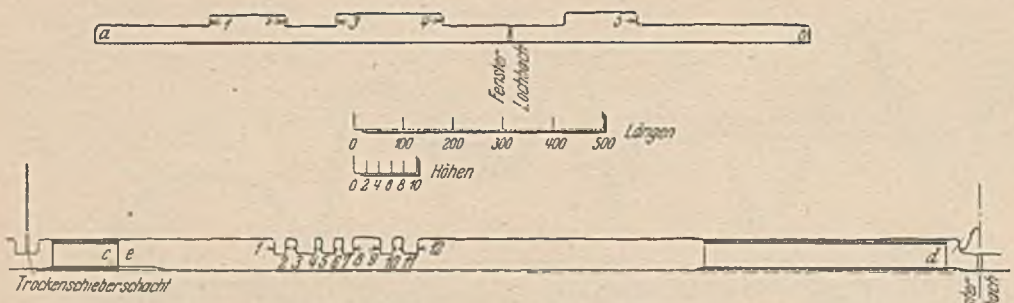


Abb. 4. Schematische Darstellung bemerkenswerter Arbeitsstadien.
a—b Brust
1—12 Vollausbruchsorte.
c—d Betonierungen.
e—f Sohlenvorarbeiten, Sickerleitung usw.

Diese riesigen Leistungen waren natürlich aus dem vor Baubeginn aufgestellten Bauprogramm bekannt und die Rücksichtnahme darauf war ausschlaggebend. Deshalb wurde als oberster Grundsatz aufgestellt: Das Bauverfahren muß zu jeder Zeit einen vollständig ungehinderten Verkehr durch den Stollen ermöglichen. Nur diesem Bauverfahren und den parallel ablaufenden sonstigen Maßnahmen ist es zu verdanken, daß das Werk trotz der sehr bedeutenden Massenmehrungen (der ursprünglich nur mit 3,8 m vorgesehene Stollendurchmesser wurde auf 4,1 m vergrößert und dergleichen mehr) in einem Zeitraum von nur 20 Monaten fertiggestellt werden konnte.

Bei straffster Organisation wurden zunächst die Vortriebs- und Vollausbruchspartien, später auch die Betonierpartien durch entsprechende Prämien an dem Fortgang der Arbeiten interessiert. Es hat sich hierbei herausgestellt, daß richtige Organisation, richtige Behandlung der Arbeiterschaft und tüchtiger Arbeitswille bei allen Beteiligten mehr zu leisten imstande sind als allzuweit gehende Mechanisierung. Es wurde nämlich ein mittlerer Vortrieb des ca. 6½ m² großen Sohlenstollens von 4,82 m erreicht (das ist das tatsächliche Mittel, da eine Stollenlänge von 6100 m von 7—8 Angriffspunkten aus in 175 Arbeitstagen aufgefahren worden ist, wobei alle Erschwernisse, wie Wasserzutritt, besonders harter Granit, stellenweiser Einbau usw. usw., berücksichtigt sind) und es ist zu bemerken, daß Spitzenleistungen von 7,50 m Vortrieb in 20 Arbeitsstunden öfters erreicht wurden. Verwendet wurden nur Handbohrhämmer, und zwar Flottmann Type A-Z. 16 und Type A. Z. 25, sowie Böhler-Hämmer Type H 62, BS im Gewicht von 16,25 und 18 kg.

Gearbeitet wurde grundsätzlich nur in zwei Schichten, wobei allerdings während des größten Teiles der Arbeit die Erlaubnis zu einer zehnstündigen Arbeitsschicht, entsprechend der dringenden Anforderung durch die Arbeiterschaft, seitens der zuständigen Behörde gegeben worden war. Als Fördermittel standen Diesel-Lokomotiven von 10 PS zur Verfügung, die Züge von 30 Wagen anstandslos förderten. Auch dies war wiederum nur dadurch möglich, daß auf beste Gleislage, aus schweren Schienen (93 mm 18 kg/m) gebildet, und gute Gleisunterhaltung größtes Gewicht gelegt worden ist. Entsprechend den vorhin erwähnten gleichzeitig in Betrieb befindlichen Arbeitsstellen waren außerordentlich große Mengen zu transportieren. So wurden beispielsweise an einem einzigen Fensterstollen durch Wochen hindurch folgende Tagesleistungen erzielt: Aus dem Stollen wurden gefördert 560 Wagen mit Gebirge vollgeladen, hineinbefördert 480 Wagen Beton, zusammen 1040 Wagen, was einschließlich der Rückfahrt der Leergarnituren 2080 Wagen ausmacht; hierbei mußten Stundenspitzen von 240 Wagen geleistet werden.

Es sei an dieser Stelle auch auf Abb. 5 hingewiesen, wo der monatliche Verbrauch an Sprengstoffen, Zement und elektrischem Strom zusammengestellt ist, und woraus sich ein Bild der gewaltigen Arbeit ergibt. Die verwendeten Diesel-Lokomotiven haben allerdings eine Eigenschaft, welche zunächst unangenehm wirkt, nämlich den Auspuff, der nicht zur Verbesserung der Stollenluft beiträgt. Umfangreiche Versuche, welche die Hersteller solcher Lokomotiven durchgeführt haben, haben aber ergeben, daß der Auspuff von Diesel-Loks weitaus dem vielleicht besser riechenden von Benzin-Lokomotiven vorzuziehen ist. Es fehlt nämlich fast vollständig das überaus schädliche — geruchlose — CO. Den vorliegenden Ergebnissen aus Prüfstandversuchen ist zu entnehmen, daß der CO-Gehalt der Abgase bei warmer Maschine selbst im Leerlauf nur 0,1% beträgt. Die Ungefährlichkeit der Diesel-Lokomotiven dürfte somit einwandfrei nachgewiesen sein. Es haben sich auch während des ganzen Betriebes in dieser Hinsicht keinerlei Anstände oder gar Erkrankungen ergeben.

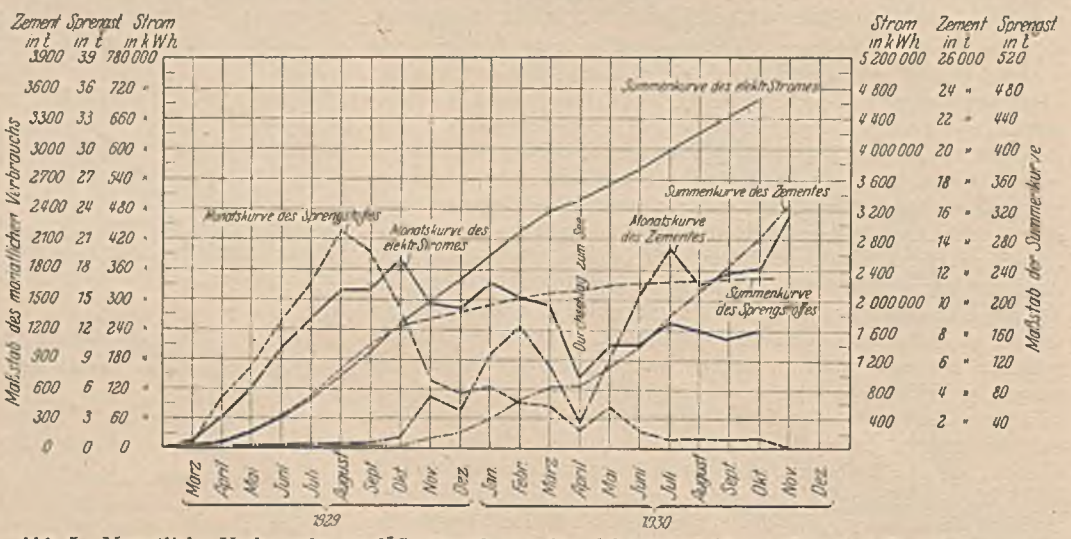
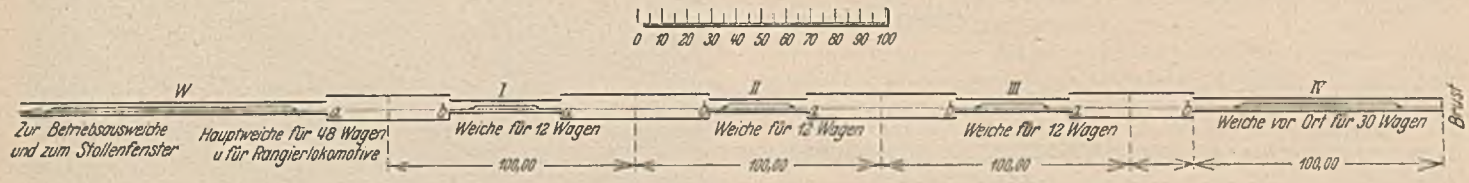


Abb. 5. Monatliche Verbrauchs- und Summenkurve für elektrischen Strom, Sprengstoff und Zement.

Wie schon erwähnt, mußte der Vollausbruch dem Vortrieb rasch folgen. Dieser unangenehmen und stark verteuernd wirkenden Forderung wurde dadurch nachgekommen, daß

zwischen Vollausbruchstrecke und Vortriebsstrecke genügend Platz gelassen wurde, um dort die gesamten Schutterwagen für den Vortrieb aufstellen zu können. Die Luttenleitung, die durch keinerlei Maßnahmen vor Beschädigungen beim Vollausbruch hätte geschützt werden können, wurde jeweils in den Vollausbruchstrecken aufgenommen und durch Tuchlutten ersetzt. Diese wurden vor dem Schießen zusammengerollt und sofort nach dem Schießen von Arbeitern, die mit Rauchhelmen versehen waren, wiederum angeschlossen, so daß die Belüftung sofort wiederum einsetzen konnte. Der Vollausbruch wurde (s. Abb. 6) wie folgt vorgenommen: Von beiden Seiten der Vollausbruchstelle wurden nach erfolgtem Abschießen Wagen herangeschoben und geladen, wodurch das durchgehende Gleis rasch wieder frei war, und die Berge von Vortrieb und Vollausbruch konnten gleichzeitig zu langen Zügen vereinigt nach außen geschafft werden. Es war dadurch möglich, auch während des Vollausbruchs den regelmäßigen Vortrieb, zwei Abschüsse je Schicht, durchzuhalten.



Verkehrsorganisation:

A Angebohrt sind die Brust und die vier Vollausbruchorte a.

B In der Hauptweiche steht eine Leergarnitur von 48 leeren Wagen. In den Weichen I—III je 12 leere Wagen für den Vollausbruch, in der Weiche IV 30 Leerwagen. Hiervon entfallen 6 auf Vollausbruch und 24 auf Vortrieb.

C Nach Abschlag der Brust und der Orte a, Schutterung des Brustabschlages, 24 Wagen, und Durchschlitzen der Vollausbruchabschläge mit je 6 Wagen von jeder Seite. Gleichzeitig Bohren an den Orten b. (Es wird also zwischen Ort a und b abgewechselt.)

D Nach teilweiser Schutterung Ausziehen von 48 vollen Vollausbruch- und 12 Brustwagen mit Rangierlokomotiven bis auf Hauptweiche, Aufstellen der 48 Leerwagen bei den einzelnen Vollausbruchorten. Abtransport des Vollzuges bis zu einer Betriebsausweiche, wo die vollen Wagen von der Zugslokomotive für die Kippe übernommen werden.

E Fertigschutterung, Ausziehen von weiteren 48 Vollausbruchs-, 12 Brustwagen wie D. Einstellen des wiedereingefahrenen Leerwagens. Zustand A und B sind wieder hergestellt, nur ist statt Ort a Ort b angebohrt.

Abb. 6. Schematische Darstellung der Inangriffnahme des Vollausbruches.

Es lag nahe, daran zu denken, durch Zusammendrängen von Vortrieb und Vollausbruch die vorgeschilderten Schwierigkeiten zu vermeiden. Da aber ein solches Verfahren unbedingt einen bedeutend höheren Verbrauch an Sprengmitteln ergeben hätte, ferner das den gewählten Profilen möglichst entsprechende letzte Ausschießen schwer richtig durchzuführen gewesen wäre — Folge davon überflüssiger Mehrausbruch und unnötiger Mehrbeton —, daß ferner die Bestimmung der anzuwendenden Verkleidungsstärke zu einer Zeit hätte vorgenommen werden müssen, wo man den Charakter des Gebirges nicht immer schon richtig erkannt hätte, wurde dieser Gedanke überhaupt nicht in Erwägung gezogen. Es hat sich übrigens an manchen Stellen tatsächlich herausgestellt, daß die auf Grund des Aufschlusses durch den Sohlstollen bestimmten Profile später bei Inangriffnahme des Vollausbruchs noch geändert werden mußten, teilweise durch Verstärkungen, oft aber auch durch leichtere Profile.

Eine Bemerkung sei noch über die Wahl der Sickerleitung eingefügt. Es wird sehr oft, wahrscheinlich nur aus Gründen der Symmetrie und des schöneren Aussehens auf der Zeichnung, die Sickerleitung in die Stollenmitte gelegt. Hiervon sollte grundsätzlich Abstand genommen werden. Die Sickerleitung in der Mitte ist, weil unter dem Gleis liegend, schlecht instand zu halten und ferner ist bei der Ungewißheit, welche Verkleidungsprofile zur Verwendung kommen werden, unbekannt, wie tief man sie eigentlich verlegen soll, sofern man nicht mit der Sickerleitung in den Sohlbeton selbst hineinkommen will, was eine unliebsame Schwächung des Querschnitts mit sich bringen würde. Wird jedoch die Sickerleitung auf die Seite gelegt — meistens wird man sie dorthin legen, wo die größere Wahrscheinlichkeit des Quellenzutritts gegeben ist, also bergseitig oder entsprechend der Gebirgsschichtung — ist sie nicht nur stets gut zugänglich, sondern sie kann auch seichter gelegt werden, weil auch an Stellen besonders starker Betonprofile das gleichmäßige Gefälle durch etwas seitliche Verschiebung gewahrt bleibt (s. Abb. 7).

Die Durchschläge erfolgten überall mit der größten Genauigkeit, auch beim Durchschlag zwischen Naß- und Trockenschieber (am 24. VIII. 1929), was deshalb bemerkenswert ist, weil dort von beiden Seiten nur von den Senkelschnüren, die in beiden Schächten herabhingen, ausgegangen werden konnte (beim Trockenschieber 2 Schnüre in Entfernung von 2,50 m, beim Naßschieber in einer Entfernung von 2 m). Aber auch das längste Stollenstück vom Trockenschieber zum Lochbach, das nach abwärts gleichfalls nur von den Senkelschnüren die Richtung bekommen hatte, bedurfte nach Durchschlag der eben erwähnten Teilstrecke Trockenschieber/Naßschacht nur einer kleinen Korrektur. In einfacher Weise wurde nämlich das Oberflächenpolygon an beiden Punkten — Mitte Naßschieber und Mitte Trockenschieber — in den Stollen übertragen und dadurch die bisher nur durch die zwei Senkelschnüre festgelegte Richtung vom Trockenschieber nach abwärts berichtigt. Es ergab sich, daß der 630 m vom Trockenschieber entfernte Ort eine Einrichtung von 473 mm erforderte (das ist eine Winkelabbrechung von nur 2½ Bogenminuten), ein Beweis, daß man sich auf Senkelschnurabsteckung mehr verlassen kann, als man allgemein annimmt.

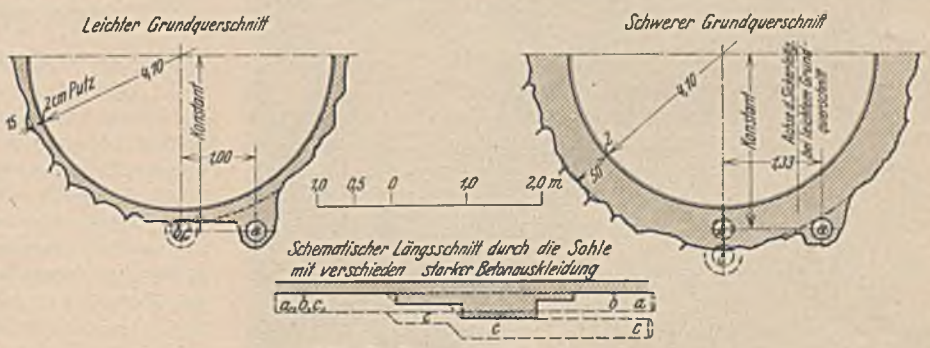


Abb. 7. Lage der Sickerleitung.

a Seitliche Lage der Sickerleitung.
b Lage in Achse (wobei Sickerleitung im Auskleidungsbeton gelegen).
c Lage in Achse unterhalb Auskleidungsbeton.

Die weiteren Stollendurchschläge erfolgten alle in der Zeit von 21. X. bis 2. XI. 1929, und das enge Zusammenfallen dieser Durchschläge beweist die Arbeitsfreude der Mannschaft.

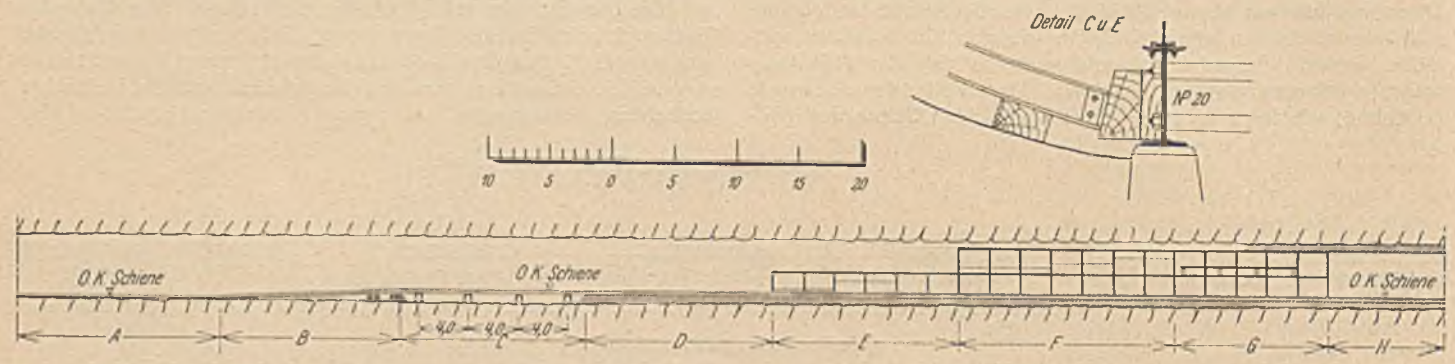
Für das Betonieren waren folgende Forderungen gestellt worden, die für derartige Stollenabmessungen und Beanspruchungen auch am Platze sind: Horizontale Arbeitsfugen mußten vermieden werden, somit mußte mit der Sohle be-

gonnen werden. Bei längerem Stillstand (Wochenende) mußte eine durchgehende lotrechte Fuge ausgebildet sein. Bei den hohen Beanspruchungen, denen der Beton ausgesetzt ist, einmal durch den späteren Innendruck, vorhergehend jedoch schon durch den starken Scheiteldruck, der durch das Hinterpressen zwischen Beton und Gebirge hervorgerufen wird, mußte auf besonders gute Betonqualität größtes Gewicht gelegt werden. Als Zement war, was bei dem aggressiven Charakter der Schwarzwaldwasser verständlich ist, Hochofenzement vorgeschrieben. (Die Schwarzwaldwasser zeichnen sich im allgemeinen durch das Vorhandensein von freier Kohlensäure aus, bei fast vollständigem Fehlen von gelösten mineralischen Bestandteilen. Der dadurch bedingte „Kalkhunger" des Wassers erklärt die Aggressivität.) Das Zuschlagsmaterial wurde in Aufbereitungsanlagen aus ausgesuchtem Stollenmaterial gewonnen. Diese Aufbereitungsanlagen waren so konstruiert, daß durch Rückführung des bereits gebrochenen Materials zu Hilfswalzen und Hilfssteinbrechern immer das richtige Verhältnis von Sand zu Splitt zu Schotter gewährleistet wurde. Teilweise wurde auch in der Gegend vorhandener Grubensand beigegeben. Die Betonmischung war wie folgt zusammengesetzt: 240 kg HO-Zement auf 500 l Sand, 540 l Kies, 350 l Schotter, und kam, um höchste Festigkeiten zu erzielen, als Stampfbeton zur Verwendung. Auf das sorgfältige und gründliche Stampfen wurde größtes Gewicht gelegt, so daß die erzielten Festigkeitswerte von im Mittel 180 kg/cm² (verlangt waren nur 120 kg/cm²) durchaus verständlich sind.

Um trotz der Forderung, daß die Betonierung mit der Sohle zu beginnen hat, die alles beherrschende Hauptbedingung: jederzeit ungestörter Verkehr durch den Stollen, erfüllen zu können, mußten die Betonierorte überbrückt werden. Der hierfür gewählte Arbeitsvorgang ist aus Abb. 8 und 9 zu ersehen. Das normale Stollengleis wurde in der Betonierstrecke durch Trägergleis ersetzt, das aus 4 m langen I-Trägerprofilen Nr. 20 mit darauf befestigten leichten Gleisen von 70 mm Höhe bestand. Die Träger ihrerseits wurden auf vorher hergestellten Betonsteinen, die in hochwertigem Zementmörtel verlegt wurden, nach Richtung und Höhe genau versetzt, so daß einwandfreie Festpunkte für die Betonierung gegeben waren und jedes Einmessen der Stollenlehrbogen überflüssig war. Die ausgerüsteten Teile, Gleisträger, Lehrbogen und Schaldielen wurden bei ungestörtem Betonierbetrieb immer wieder nach vorn gebracht und gleich richtig versetzt. Je Betoniergruppe waren, da der Beton 5 Tage lang eingerüstet blieb, 360 m Gleisträger notwendig. (Teilweise wurden übrigens diese Träger später durch entsprechend starke Holzträger ergänzt, um mit der gesteigerten Betonierleistung Schritt halten zu können.) Der wöchentliche Fortschritt der Betonierung betrug 960 m³ feste Masse gleich im Mittel 160 m Stollenröhre für eine Aufbereitungsanlage. Da gleichzeitig immer zwei Aufbereitungsanlagen in Betrieb waren, kamen also wöchentlich 1920 m³ fertiger Beton, gleich 320 m Stollenlänge, zur Verarbeitung. Das ist eine Menge, die auch bei Betonierung im Freien recht ansehnlich ist, die aber im Stollenbau als durchaus ungewöhnlich bezeichnet werden muß.

Die für das Hinterspritzen des Betonmantels verbrauchte Zementmenge war eine — im übrigen allen Erwartungen entsprechende — laufende Erprobung für das dichte Anliegen des Betons am Gebirge. Es wurde mit 3 atü hinterspritzt.

Vergleichsrechnungen und Beobachtungen haben gezeigt, daß diese Betonierungsart bei den erzielten Leistungen auch wirtschaftlich mit anderen Betonierungsvorgängen konkurrieren kann. Man muß sich dabei aber natürlich vor Augen halten, daß während des Betonierungsvorganges, der sich je Betonierpartie auf eine Länge von 100 m erstreckte, immer der Zugverkehr durchging, sei es, um Aushubmassen aus Vollausbruch, Nachpufferung und Sohle, aus Grabenherstellung, Reinigungsarbeiten usw. herrührend, herauszuführen, sei es, um hinterliegende Partien mit Beton oder mit Mörtel zum Einspritzen und zum Verputzen zu bedienen.



A Vollausbruch beendet.
B Sohle ist von Schutt gesäubert und abgewaschen, so daß mit dem Versetzen der Unterstützungsteine aus Beton begonnen werden kann.
C Betonsteine sind unter dem Gleis versetzt, Gleisträger sind eingebracht und die Sickerleitung ist verlegt.
D Sohle ist betoniert.
E Stellen der Widerlagerschalung gegen die Gleisträger und Betonieren bis Höhe Stollenachse.
F Gewölbeschalung gestellt und Betonieren bis zum 60 cm breiten Gewölbeschluß.
G Schließen des 60 cm breiten Schlußstückes in der Längsrichtung (vor Kopf).
H Stollen bis auf Hinterpressung und Glattstrich fertiggestellt.

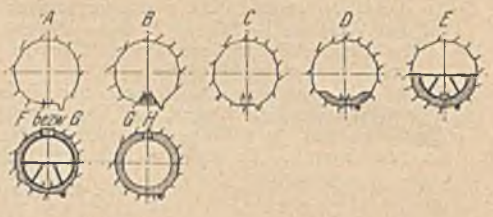


Abb. 8. Betonierungsvorgang.

Abb. 9.

In der normalen Stollenstrecke konnte auf besondere Eisenarmierung verzichtet werden. Nur gewisse, stark nasse oder stärker drückende Stellen erhielten einen inneren, 7 cm stark armierten Torkretmantel, wie ihn Abb. 10 zeigt.

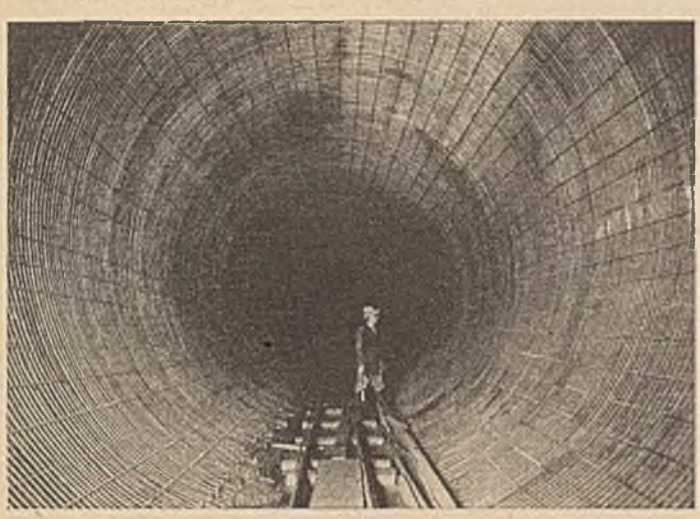


Abb. 10.

Erwähnenswert erscheint noch der Arbeitsaufwand, den beim Druckstollenbau der verlangte Betonierbeginn mit der Sohle erfordert. Bei dem gewählten Ausführungsvorgang mußte nicht nur die Sohle nach dem Vortrieb des Sohlstollens, nach dem Vollausbruch und vor der Betonauskleidung geräumt und gesäubert werden, sondern eine nochmalige Reinigung war nach dem Hinterpressen, nach dem Kalottenverputz und endlich nach dem Sohlverputz, als allgemeine Stollenreinigung, nötig. Dieser mehrfache Aufwand kann natürlich dann verringert werden, wenn statt Betonierungsbeginn mit der Sohle, diese als letztes eingebracht wird, wobei der Zusammenschluß zwischen Ulmen und Sohle durch einbetonierte Eisen gegebenenfalls noch verstärkt werden kann. Es wird deshalb von Fall zu Fall sehr zu überlegen sein, ob Stollendurchmesser und Innendruck nicht das letztere Verfahren, das entsprechend billiger ist, zulassen.

Zur Frage des Stollenverputzes im allgemeinen sei bemerkt, daß der mit Preßluft aufgebrachte Verputz sicherlich praktisch die beste Form der wasserdichten Ausgestaltung des Stollenbetons darstellt, da Versuche mit Schutzanstrichen mittels Bitumenemulsionen wie Orkit usw. heute noch an der Schwierigkeit scheitern, daß diese Verfahren bei Sickerwasser nicht anwendbar sind. Es wäre jedoch wohl zu überlegen, ob der nach dem maschinellen Verputzauftrag vorgenommene Glattstrich von Hand, um möglichst hohe Glätte zu erzielen, die hohen zusätzlichen Herstellungskosten rechtfertigt. Der Sohlenputz sollte immer, wie dies auch im vorliegenden Fall geschehen ist, — bei Torkretmantel natürlich nach vorherigem Einlegen der Sohleneisen — von Hand aus aufgebracht werden, da beim Torkretieren horizontaler oder schwach geneigter Flächen sich der schwer oder gar nicht zu entfernende Rückprall sehr unangenehm bemerkbar macht. (Dies ist auch die Ursache, daß beispielsweise bei den sehr stark beanspruchten Schalendächern nach dem Zeiss-Dywidag-Verfahren die nur leicht geneigten Flächen nicht mehr torkretiert werden.)

Auch beim Schluchsee-Schwarza-Stollen hat sich bei größeren Sickerstellen oder konzentrierteren Wasseraustritten aus dem Beton der Zementverputz nur mittels Verwendung von Sika 4 a, aufbringen lassen. (Andere an sich gute Hilfsmittel vertragen sich nicht mit Hochofenzement.) Obwohl beim Vollausbruch der Stollen als verhältnismäßig trocken anzusprechen war, waren doch für die gesamte Putzherstellung 20 000 kg Sika notwendig geworden. (Fortsetzung folgt.)

DER BAU EINES WASSERHOCHBEHÄLTERS VON 60 000 m³ FASSUNGSRAUM FÜR DIE TRINKWASSERVERSORGUNG VON DRESDEN.

Von Baudirektor Schemel und Dr.-Ing. Carl, Dresden.

Im Jahre 1928 stand einem maximalen Tageswasserbedarf des Dresdner Versorgungsgebietes von etwa 140 000 m³ ein verfügbarer Behälterraum in Höhe von 76 000 m³ gegenüber. Bei der begrenzten Leistungsfähigkeit der an der Elbe gelegenen Fassungen machte sich daher eine erhebliche Vergrößerung des Behälterraumes notwendig, um die Stundenspitzen und in begrenztem Maße auch Tagesspitzen ausgleichen zu können. Mit Rücksicht auf die bestehenden Druck- und Falleitungen wurde die Erweiterung der bestehenden 24 000 m³ fassenden Räcknitzer Behälteranlage um 60 000 m³ Fassungsraum beschlossen.

A. Einfluß der Untergrundverhältnisse auf die Behälterausbildung und den Bauvorgang.

Das für den Bau verfügbare Gelände ist ein von Südwesten nach Nordosten fallender Hang, eine der alten Elbterrassen. An Hand von Bohrungen und Schürfungen ergab sich, daß die Bodenschichten, in der Hauptsache der Oberflächenneigung folgend, von Südwesten nach Nordosten fallen. Die Schichtenfolge ist im allgemeinen Mutterboden, Lehm und Letten. In der durch den bereits vorhandenen Behälter bedingten Höhenlage des neuen Behälters wurde auf der Bauwerkssohle im südwestlichen Teil Letten angetroffen, an welchen sich mit Lehm durchsetzter Letten anschloß. In der südöstlichen Ecke wurde blaugrauer Ton gefunden, neben welchem eine kleine Schwemmsandlinse in das Baugelände hereinragt. Auf der restlichen Bauwerkssohle steht Lehm an, der im Südosten andere Eigenschaften zeigt als auf den übrigen Flächen, wie spätere Untersuchungen auswiesen. (Abb. 1.)

Nach dem ursprünglichen Plan waren 4 Behälterkammern vorgesehen, davon 3 mit einer Grundfläche von 60 × 60 m, 2 mit einer solchen von 40 × 80 m. Die lichte Höhe der Kammern sollte im Mittel 5,30 m betragen, entsprechend einem höchsten Wasserstand von 5 m. Sowohl Sohle als auch Decke waren als biegungsfeste Platte in Pilz-Konstruktion vorgesehen mit einem Säulenabstand von 4,11 m. Die Berechnung der Konstruktionen erfolgte auf Grund des Markus'schen Verfahrens als 2 Scharen sich kreuzender Rahmen mit Zwischenstützen auf elastischer Unterlage. Der statischen Berechnung lagen zu Grunde: Eigengewicht, 5 m Wassersäule, 1 m Überschüttung, 0,015 atm Nutzlast auf der Decke, was eine Bodenpressung von insgesamt 0,8 at verursachte, sowie ein Auftrieb von 0,5 m. Die Außenwände wurden auf einseitigen Wasserdruck bzw. einseitigen Erddruck gerechnet. Die Zwischenwände der Behälter waren als durch eine Fuge getrennte Doppelwände ausgebildet. Sie wurden auf

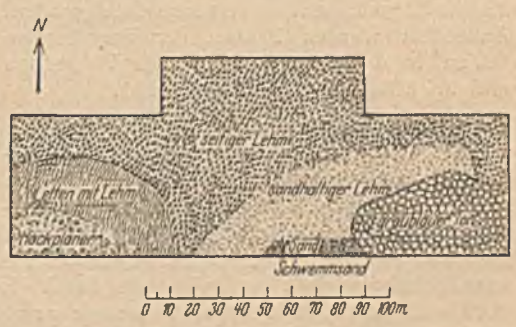


Abb. 1. Bodenarten der Bauwerkssohle.

einseitigen Wasserdruck gerechnet. Sämtliche Behälter sind umhüllt von einer zusammenhängenden doppelten Bitumenisolierung mit zweifacher Filzpappenlage zum Schutze gegen Außenwasser. Unter der Sohlenisolierung war ein 10 cm starker Unterbeton vorgesehen. Südlich der Behälteranlagen, auf der Bergseite, sollte eine Sickerleitung von 300 mm ⌀, welche bis unter die Höhe der Behältersohle niedergebracht werden sollte, während der Bauarbeiten eine trockene Baugrube schaffen, außerdem größeren als den in Rechnung gestellten Auftrieb unter den Behältern vermeiden. (Abb. 2.)

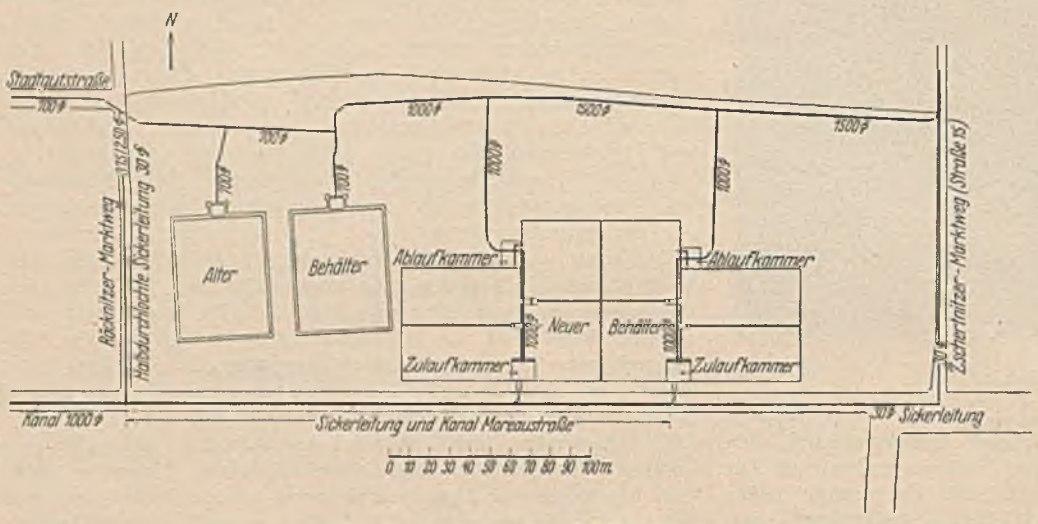


Abb. 2. Lageplan der Behälteranlage.

Die aus Abb. 1 ersichtlichen unterschiedlichen Bodenverhältnisse sowie die an der alten Behälteranlage, einer Stampfbetonkonstruktion, gemachten Erfahrungen — es sind bei letzterer auch Rissebildungen aufgetreten, welche in der Hauptsache auf ungleichmäßige Setzungen zurückgeführt werden müssen — ließen es angezeigt erscheinen, den Sicherungen gegen solche Setzungen besondere Beachtung zu schenken. Vorkommnisse während der Aushubarbeiten — der Lehmboden zeigte infolge längerer dynamischer Beanspruchung durch den auf Raupen laufenden Löffelbagger sowie unter den Schwellen der Gleise ein stark plastisches Verhalten — gaben den Anlaß zu eingehenden Bodenbelastungsversuchen. Auf dem freigelegten Behälterplanum wurden mit stark bewehrten quadratischen Eisenbetonplatten von 80 cm Kantenlänge Belastungsversuche durchgeführt. Außerdem wurden Proben der anstehenden Böden in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin untersucht.

Die quadratischen Eisenbetonplatten wurden entweder unmittelbar auf den zu prüfenden Boden aufgesetzt oder auf eine 20 bzw. 50 cm starke, in Lagen von 10 cm eingestampfte Kiesschicht. Die Kiesschicht bestand aus natürlichem gebrochenen Syenitgrus, welcher gegenüber Flußkies eine relativ hohe Schubfestigkeit aufweist, die durch starken Lehmgehalt noch verbessert wird. Diese Unterlage wurde in Hinsicht auf eine eventuell durchzuführende Gründung eingebracht. Die Belastung der Platten erfolgte mit Bleibarren, auf deren gleichmäßige Verteilung größter Wert gelegt wurde. Die Setzungen wurden bei 2 Laststufen, 1,0 und 2,0 at Bodenpressung, beobachtet. Die Weiterbelastung der Platte nach Erreichung der 1. Last-Stufe von 1,0 at erfolgte erst, nachdem keine weiteren Bodensetzungen festgestellt werden konnten. Die Beobachtung der Setzungen erfolgte mittels Nivellierinstrument an Bolzen, welche bei Herstellung der Platte mit einbetoniert worden waren. Einseitige Setzungen der Platten wurden nur in ganz verschwindendem Maße beobachtet. Es sind deshalb in Abb. 3 lediglich die arithmetischen Mittel der beobachteten Werte an jeder Platte für die einzelnen Laststufen angegeben worden. Unter der Auflast von 1 kg/cm² zeigen die Setzungen der Platte 1 (keine Kiesunterlage) sehr hohe Werte. Der Vergleich der Setzungen der Platte 2 und 5, welche eine Kiesunterlage von 20 bzw. 50 cm Höhe haben, zeigt den wesentlichen Einfluß der Höhe des Zwischenmittels. Das gleiche weist ein Vergleich der Ergebnisse an Platte 1 und 3 aus. Die wichtigste Beobachtung war das Verhalten der verschiedenen Bodenarten unter gleichen Bedingungen bei gleicher Laststufe. Die Platten 3, 4, 5 zeigen, daß bei 50 cm Kiesunterlage die Setzungen infolge 1,0 at Bodendruck zwischen 5 bis 8 mm schwanken. Die Setzungen der verschiedenen unter dem Bauwerk auftretenden Böden stellten sich somit als ungleichmäßig heraus.

Die voneinander abweichenden Setzmaße zeigen zunächst, daß die untersuchten Böden verschiedenes Verhalten im belasteten Zustande aufweisen. Wassergehalt und Wasserdurchlässigkeit der Böden sind von wesentlicher Bedeutung für die Größe des Setzmaßes. Der an der Bodenfuge vorhandene Druck kann bei dem einen Boden bereits starken Wasseraustritt bedingen, womit dann auch ein starkes Setzen desselben verbunden ist, während der andere Boden erst bei hohen Drücken sein Wasser abgibt. Die bei den Versuchen mit den Eisenbetonplatten 2 bis 5 erzielten Drücke an der Bodenfuge entsprechen nur solchen, die im Anfange, etwa während Errichtung der Eisenbetonkonstruktion, vorhanden sind. Sie geben infolgedessen noch kein Bild von dem endgültigen Setzmaß der verschiedenen Böden, vor allem auch nicht von ihren relativen Unterschieden in dieser Beziehung. Infolgedessen war es durchaus möglich, daß in Wirklichkeit die endgültigen Resultate von den Proberesultaten abweichende Werte erreichen konnten. Es stand lediglich die Tatsache fest, daß während des Bauvorganges ungleichmäßige Setzungen auftreten würden. Der Grund dafür, daß bei den Versuchen die unter dem Bauwerk auftretenden Bodenpressungen nicht erzielt werden konnten, ist in der Ausbildung des Erdstützkörpers unter der gedrückten Fläche zu suchen. (Abb. 4.) Durch den kegelförmigen Stützkörper ist nach Kügler bis zu einer Tiefe unter der belasteten Fläche gleich dem 1½fachen der Plattenbreite eine Abnahme des größten Druckes in Plattenmitte um etwa 80% erfolgt. Bei der benutzten Platte von 80 cm Kantenlänge geht die Druckwirkung infolge-

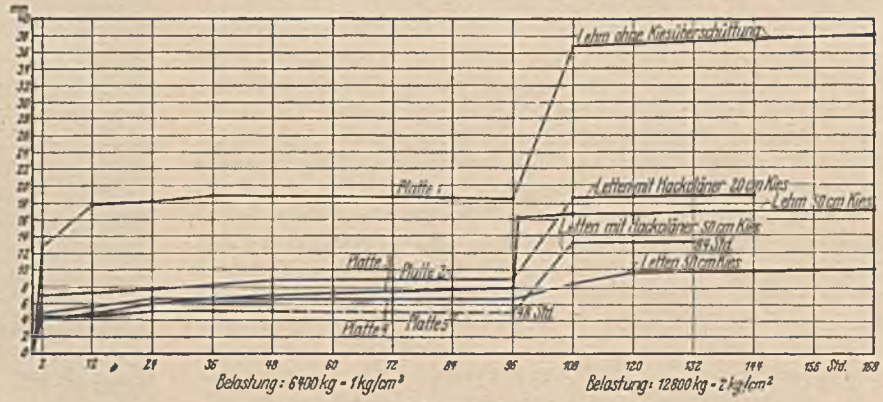


Abb. 3. Ergebnisse der Probebelastungen der Bausohle.

dessen praktisch nur bis zu 1,20 m Tiefe, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß z. B. die 50 cm starke schubfeste Kiesschicht die spezifischen Pressungen bereits so reduziert hat, daß der zu belastende gewachsene Boden bei 1,0 at Belastung der Platte nur einem Druck von 0,08 at ausgesetzt ist. In 1,20 m Tiefe hat der mittlere Druck bereits bis zu 0,02 at abgenommen, womit praktisch eine Zusammenpressung des Bodens nicht mehr verbunden ist. Bei einem Behälter von 40 × 40 m Grundfläche (Abmessung der später ausgeführten mittleren Kammern) wird theoretisch der Druck dagegen in entsprechender Weise erst in einer Tiefe von etwa 60 m abnehmen. An Unterkante Kiesschicht betragen die mittleren Pressungen noch 90% der Belastung. Die Setzungen infolge der Behälterauflast mußten demnach wesentlich größer sein als die bei den Belastungsversuchen mit den Platten 3, 4, 5 ermittelten Werte. Die Setzungsresultate der Platte 1 kommen den später tatsächlich aufgetretenen Setzungen infolgedessen am nächsten.

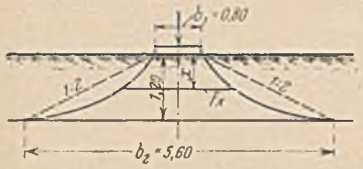


Abb. 4.
Ausbildung des Erdstützkörpers.

Auf das Setzmaß hatten Einfluß weiterhin die Mächtigkeit der anstehenden Schichten, unter denen solche mit anderer Preßbarkeit liegen. Durch die Entlastung des Bodens infolge Abgrabung der darüber anstehenden Schichten kann ein Aufatmen desselben stattfinden, welches relativ hohe Anfangssetzungen des Bauwerks bedingt. Die Vorbelastung der Bauwerkssohle durch überlagernde Massen beeinflußt also das Setzmaß. Diese Vorbelastungen schwankten bei der Hanglage des Behälters zwischen 0 und rund 1,8 at, entsprechend der abgetragenen Bodenschicht von 0—9 m Höhenunterschied. Die Möglichkeit der Druckauswirkung im Boden, welche, wie schon geschildert, mit Wasserabgabe verbunden ist, war außerdem bedeutungsvoll für die Größe der auftretenden Setzungen.

Die Bodenbelastungsversuche wurden in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, folgendermaßen durchgeführt:

Die Bodenprobe wurde unter möglichster Wahrung ihres natürlichen Gefüges in einen Zylinder eingebracht, in welchem sie einem allmählich bis auf 2 at steigenden Druck ausgesetzt wurde. Abb. 5 und 6 geben die Setzungskurven sowie die Wasserabgabekurven wieder. Die Ergebnisse bestätigen die Resultate der Druckversuche mit den Eisenbetonplatten. Weiterhin zeigen sie aber, daß die zwei Lehmarten unterschiedliche Setzungen aufweisen. Nach den Ergebnissen der Versuchsanstalt sind von 0,2 at Druck ab die Setzmaße für die untersuchten Böden ziemlich gleich. Die benutzte Apparatur gibt aber genaue Werte mit Sicherheit erst von 0,5 at ab. Erst oberhalb dieses Lastpunktes konnte die Gleichmäßigkeit der Setzungen mit Sicherheit angenommen werden. Die Gewißheit, von 0,5 at ab gleichmäßige Setzungen unter der Bauwerkslast zu erzielen, war für die weiteren Maßnahmen von außerordentlicher Wichtigkeit, da nur die ungleichmäßigen Setzungen das Bauwerk in seiner Dichtigkeit gefährden konnten. Wenn also die hauptsächlichen ungleichmäßigen Setzungen unterhalb dieser Laststufe auftraten und durch geeignete Maßnahmen unschädlich gemacht wurden, so war mit einer zu Undichtigkeiten führenden Beanspruchung des Bauwerkes nicht mehr zu rechnen.

Die naheliegendste Maßnahme zum Ausgleich der ungleichmäßigen Setzungen ist die Vorbelastung des Bauwerkes bei offenen, relativ dicht liegenden Arbeitsfugen. Diese Möglichkeit wurde in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht eingehend untersucht.

Folgende Maßnahmen wurden schließlich ergriffen:

1. Die einzelnen Kammern wurden unter Berücksichtigung der Bodenverhältnisse jeweils durch eine weitere Doppelwand unterteilt. Dadurch wurde erreicht, daß die einzelnen acht Behälterkammern, soweit praktisch erreichbar, auf Boden von gleichmäßiger Setzbarkeit stehen. Abb. 7.)

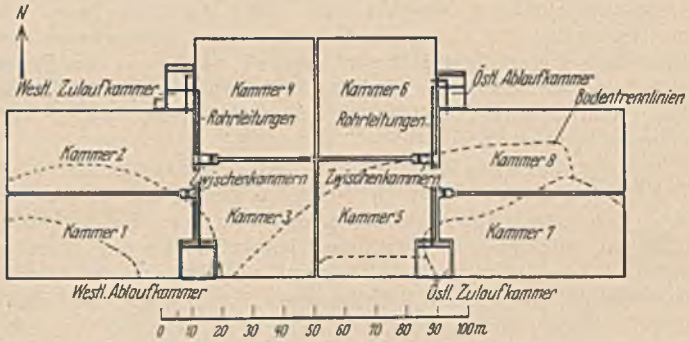


Abb. 7. Endgültige Aufteilung der Kammern.

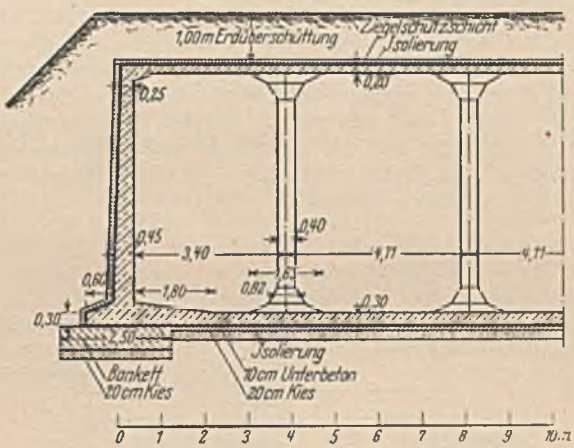
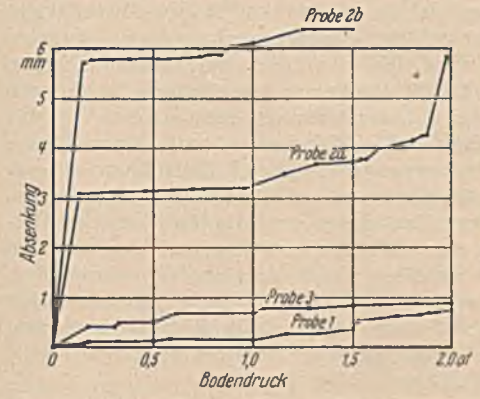
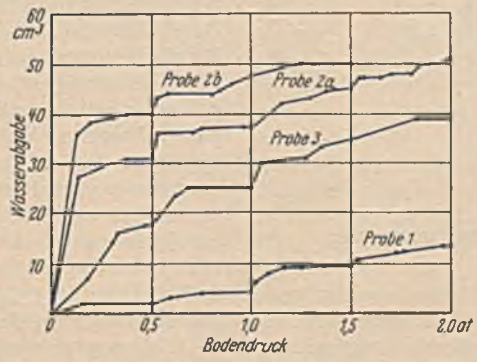


Abb. 8. Schnitt durch den Behälter.

2. Unter dem Unterbeton wurde auf der gesamten Bauwerkssohle eine Kiesgründung von 0,20 m Stärke eingebracht. (Abb. 8.) Es wurde dazu das bereits bei den Belastungsversuchen verwandte schubfeste Material, bestehend aus Syenitgrus, oder gleichwertiges Material verwandt. Durch die Kiesgründung wurde eine gleichmäßige Druckverteilung erzielt und ein gewisser Druckausgleich in den Teilen des Untergrundes angestrebt, wo die neu hinzugekommenen Doppelwände der Bodentrennungslinie nicht genau folgen. Durch das Einwalzen der 1. Kieslage erfolgt außerdem eine Magerung und damit Versteifung der obersten Bodenschicht.



Probe 1 Letten, Probe 2 a u. b Lehm, Probe 3 sandiger Lehm
Abb. 5. Setzungskurven.



Probe 1 Letten, Probe 2 a u. b Lehm, Probe 3 sandiger Lehm
Abb. 6. Wasserabgabekurven.

3. Unter den Außen- und Zwischenwänden wurden Beton- oder Eisenbetonbankette angeordnet, welche die hohen Kantenpressungen auf den mittleren Pressungswert herabmindern und außerdem ein seitliches Auspressen des Bodens unter der Behälterauflast vermeiden sollen.

4. Ein System von 200 mm l. W. Drainageleitungen um und unter der Behälteranlage dient zur Ableitung des bei der ersten Belastung aus dem Boden ausgepreßten oder sonst irgendwie austretenden Wassers.

5. Während der Freilegung der Bauwerkssohle wurde eine Durchfeuchtung der letzteren durch umfangreiche Maßnahmen, schnelle Oberflächenwasserableitung usw., vermieden, da die Wasseraufnahme ungünstig auf die Tragfähigkeit des Bodens wirken konnte.

6. Durch die nunmehr gegebene Möglichkeit verschieden großer Setzungen der einzelnen Kammern gegeneinander konnte eine Beanspruchung der die ganze Anlage umhüllenden Isolierungshaut eintreten, welcher diese nicht gewachsen war. Da die Isolierung nur Sinn als Schutz gegen Außenwasser hat, wenn ihre Unverletzlichkeit garantiert ist, wurden an den Fugen zwischen den einzelnen Behälterkammern in die Isolierung Bleiwellen eingefügt, welche die auftretenden Dehnungen aufnehmen können.

7. Da durch die Kammern 3, 4 und 5, 6 die 1000 mm l. W. Zuleitungen verlaufen, machte sich an der neuen Trennwand eine besondere Konstruktion erforderlich, um bei ungleichmäßigen Setzungen der Kammern gegeneinander ein Abreißen der Leitungen zu vermeiden. Es wurden deshalb an den Durchführungsstellen kleine Rohrkammern vorgesehen, innerhalb deren die Rohrleitung aus einem Kupferrohr bestand, das in der Lage ist, gewisse Verbiegungen aufzunehmen. Die Dichtigkeit der Rohreinbindungen in die Behälterwände wurde durch Verstärkung derselben an der Einspannstelle gesichert. (Abb. 9.) Die Einführung der Rohrleitung in die Zu- und Ablaufkammern wurde nicht besonders gesichert, da die verwandten Stahlrohre die dort möglichen geringen Biegungsspannungen aufzunehmen imstande sind. Die Aufbauten an den Schieberkammern, welche konstruktiv mit den Behältern in Verbindung stehen, sind so ausgebildet, daß sie unabhängig von den Schieberkammern Bewegungen ausführen können.

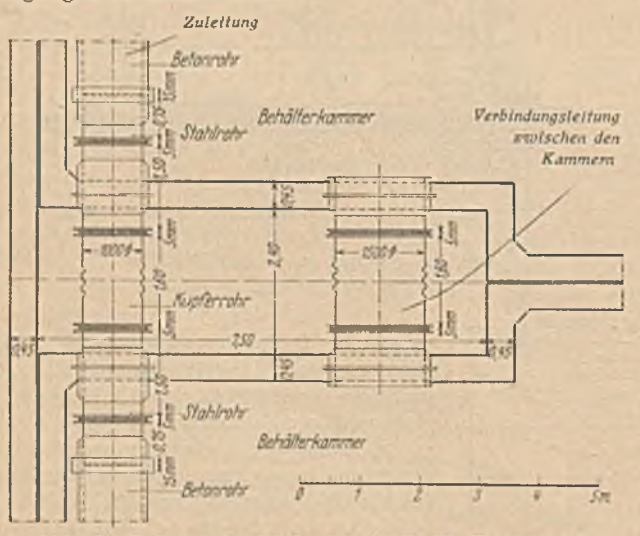


Abb. 9. Leitungsdurchführung durch die Trennwände.

8. Trotz der getroffenen Maßnahmen können noch gewisse Biegungsbeanspruchungen der einzelnen Behälterkammern auftreten. Um auch hierbei die Dichtigkeit derselben zu garantieren, wurde an Stelle des ursprünglich vorgesehenen Handputzes des Behälterinneren Torkret-Putz gewählt. Maßgeblich für diesen Entschluß waren die Untersuchungen des Materialprüfungs-Amtes der Technischen Hochschule Dresden an auf der Baustelle hergestellten Putzproben, welche einwandfrei nachwiesen, daß der Torkret-Putz größere Zugfestigkeit als der Handputz aufweist.

Die Ergebnisse der vermessungstechnischen Beobachtungen vor, während und nach der Behälterfüllung, welche die Auswirkung der Belastung auf den Untergrund und den Erfolg der getroffenen Maßnahmen widerspiegeln, seien kurz mitgeteilt.

Die Gesamtlast von 0,8 at setzt sich wie folgt zusammen:

Eigengewicht des Bauwerkes	0,12 at
Deckenüberschüttung von 1 m Höhe	
Verkehrslast	0,18 „
Wasserlast von 5 m Höhe	0,50 „
insgesamt	0,80 at

Nach den früher angestellten Betrachtungen konnte die Grenze von 0,5 at, unterhalb welcher die ungleichmäßigen Setzungen des Bodens auftreten mußten, eventuell unterschritten werden. Sicherheitshalber wurde bei der Probefüllung der Behälter diese Grenze aber als maßgeblich in Rechnung gestellt. Letztere wurde erst durch Füllung der Behälter auf 2 m Wasserstand erreicht, weshalb besondere Vorsichtsmaßnahmen bei dieser ersten Probefüllung getroffen wurden. Gemäß dem Füllprogramm wurde der Behälter zunächst auf 2,5 m Wasserstand, entsprechend 0,55 at Bodenbelastung, gefüllt bei täglicher Wasserstandssteigerung von etwa 33 cm. Dieser statische Druck des Behälters wurde 12 Tage beibehalten, dann wurden die Kammern innerhalb von zwei Tagen entleert. Schließlich wurde innerhalb von 6 Tagen der Wasserstand von 5 m hergestellt.

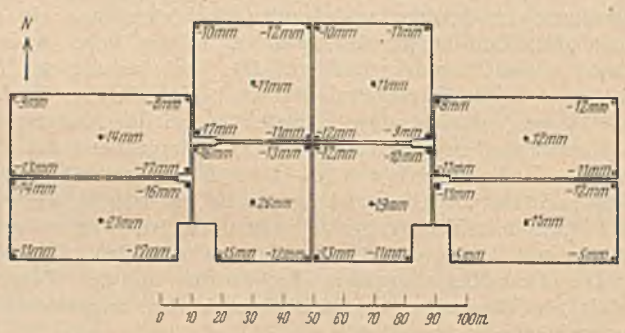


Abb. 10. Setzungen infolge Behälterfüllung.

Während dieser verschiedenen Belastungszustände wurden laufend Festpunkte auf der Behälterdecke, die in die Eisenbetonkonstruktion eingelassen waren, auf ihre Bewegung beobachtet.

In Abb. 10 sind die Setzungen unter dem Einfluß der Behälterfüllung auf 5 m Wasserstand eingetragen. Hier zeigt sich, daß die Behälter auf Lehmboden und auf dem blauen Ton geringere Setzungen aufweisen als diejenigen auf Lettenboden. Die Randpunkte zeigen geringere Setzungen als die an den mittleren Trennwänden liegenden Punkte. Schließlich weisen die nachträglich angebrachten Meßpunkte in den Mittelfeldern der einzelnen Behälter größere Setzungen auf als die zugehörigen Randpunkte. Auf diese Weise wurden die Setzungskurven für alle Punkte der Behälterkammern aufgetragen, aus denen die Gleichmäßigkeit der Setzungen für alle Punkte folgt. Aus den 5 Kurven ist als arithmetisches Mittel eine Gesamtkurve für die ganze Kammer zusammengestellt. Die 8 Mittelkurven, entsprechend den 8 Behälterkammern, sind in Abb. 11 aufgetragen. Aus ihnen geht hervor, daß unter dem Einfluß der Behälterüberschüttung und der Behälteranfüllung auf 2,5 m und 5 m Wasserstand die Behälter 7 und 8, welche auf blauem Ton und Lehm stehen, sowie die Behälter 2, 4, 6, die auf Lehm errichtet sind, geringere Setzungen innerhalb der meßtechnischen Beobachtungsperiode zeigen als die Behälter 1, 3, 5, welche auf Letten und sandhaltigem Lehm liegen.

Bei der Betrachtung der gemessenen Setzungen ist weiter zu berücksichtigen, daß die südlich der Behälteranlage bis unter Behältersohle niedergebrachte Sickerleitung den Grundwasserstand unter den Behältern absenkte, wobei der Südteil der Anlage einen größeren und schnelleren Wasserabzug zu verzeichnen hatte als der nördliche Bereich. Die Folge war, daß

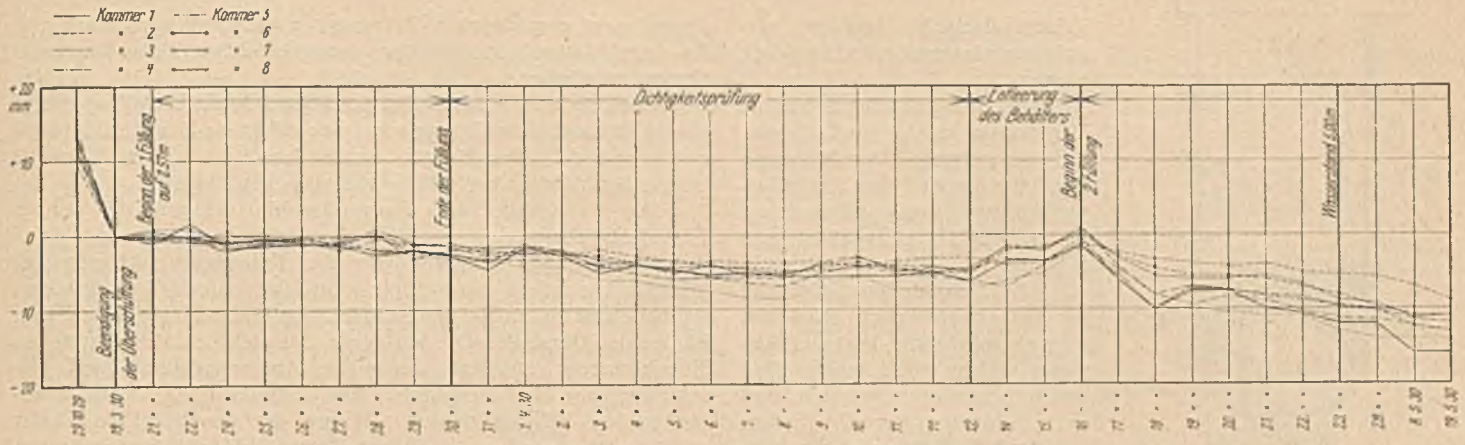


Abb. 11. Mittlere Setzungskurven der 8 Behälterkammern.

die südlichen Randpunkte der Behälter 1, 3, 5, 7 relativ hohe Setzungen aufweisen konnten.

Die zwangsläufigen Mängel der Versuchsanordnung bei den Bodendruckuntersuchungen, auf die schon früher hingewiesen wurde, haben demnach bedingt, daß die bei den Untersuchungen ermittelten Neigungen der Setzungskurven nicht genau den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen. Die an und für sich nahe beieinanderliegenden Neigungswerte der Setzungskurven haben dadurch in Wirklichkeit eine Umkehrung erfahren. Die gesamten Voruntersuchungen haben aber doch dazu geführt, daß das voraussichtliche Verhalten der verschiedenen Bodenarten unter der Bauwerksauflast bekannt war und die erforderlichen Maßnahmen zur Erzielung eines dichten Behälters ergriffen werden konnten. Geringfügige Änderungen des tatsächlichen Setzungsbildes gegenüber dem erwarteten spielen dabei keine Rolle. Die getroffenen Maßnahmen haben sich nach den neuerlichen Feststellungen durchaus bewährt. Der seit mehreren Monaten in Betrieb befindliche Behälter ist dicht.

B. Die Durchbildung der Behälteranlage mit Rücksicht auf den Betrieb.

Die Zu- und Ableitung des Wassers erfolgt jeweils für vier Kammern gemeinsam durch eine 1000 mm l. W. spiralarmierte Eisenbetonrohrleitung, welche von einer 1500 mm l. W. Eisenbetonhauptrohrleitung abzweigt. (Abb. 2.) Der Bau der 1500 und der 1000 mm l. W. Leitungen stellt die erstmalige Verwendung von Eisenbetonrohren mit solchen Durchmessern bei den Dresdner Wasserwerken dar. Die Rohre bestehen aus einem inneren Stahlmantel, der mit einer inneren und äußeren armierten Betonumhüllung versehen ist, wobei der innere Betonmantel im Schleuderverfahren eingebracht wurde. (System Dywidag.)

Die Verteilung des Wassers nach den einzelnen Behälterkammern erfolgt in den Zu- und Ablaufkammern. Innerhalb der Schieberkammern besteht die Rohrleitung aus Stahlrohr. In den Ablaufkammern unterteilt sich die 1000 mm l. W. Zu- und Ableitung in die weiter 1000 m l. W. Ableitung und in zwei 800 mm l. W. Ableitungen. Neben den üblichen Sicherungen durch Schieber und Rückschlagklappen in den Zu- und Ableitungen, wobei die Rückschlagklappen wegen der großen Dimensionen Gruppenanordnung der Klappen aufweisen, ist in die 1000 mm l. W. Zu- und Ableitungen je eine Drosselklappe als Rohrbruchsicherung eingebaut. Dieselbe kann mittels elektrischer Fernsteuerung binnen einiger Sekunden geschlossen werden.

Die 1000 mm l. W. Zuleitung führt durch zwei Behälterkammern nach den Zulaufkammern. Innerhalb der Behälterkammern ist die Leitung in spiralarmierten Eisenbetonrohren, jedoch ohne Stahlmantel, ausgebildet. Der Stahlmantel konnte bei dem niedrigen Druck, max. 0,5 at, entbehrt werden. Die Zulaufkammern sind bereits jetzt so bemessen, daß eine spätere Zuleitung von Talsperrenwasser und unabhängig davon von einer gesonderten Vorspeicheranlage erfolgen kann. Aussparungen in der Bewehrung der Behälterwände sind für die erforderlichen Durchführungen schon jetzt vorgesehen.

In den Behältern sind Leitwände vorgesehen, welche das Wasser vom Zu- nach dem Ablauf führen sollen. Die Leitwände verhindern ein Stehenbleiben des Wassers in toten Winkeln, sorgen also für ständig gleichmäßige Erneuerung des Behälterinhalts.

An den Zulaufkammern befinden sich innerhalb der Behälter Überlaufrinnen, welche durch 1000 mm l. W. Eisenbetonrohrleitungen mit einer Schleuse gleichen Durchmessers, die in Verbindung mit der südlichen Sickerleitung gebaut wurde, verbunden sind.

Der Ausbau der elektrischen Fernsteuerungen der Schieber- und Drosselklappen ist noch im Gange. Zur Fernmeldung der Wasserstände des Behälters sind zwei Aegir-Pegel nach dem System der Fa. Bloch, Dresden, eingebaut.

Auf die Erzielung einer guten Belüftung der Behälter wurde großer Wert gelegt. Sie erfolgt durch besondere Luftkammern in den Zu- und Ablaufkammern. Durch die Trennung der eigentlichen Schieberkammern von der Luftkammer soll die lästige Eisbildung in der ersteren im Winter verhindert werden. Das Prinzip einzelner Belüftungskappen war von vornherein fallengelassen, da dieselben die Deckenisolierung vielfach durchbrochen hätten, womit zahlreiche Gefahrenpunkte für den Abschluß des Außenwassers enstanden wären. Außerdem erfordern die zahlreichen Kappen dauernde Kontrolle. Sie können auch von unberufener Seite her zur Verschmutzung des Behälterwassers mißbraucht werden.

C. Die Durchführung der Bauarbeiten.

Vor Inangriffnahme der Arbeiten auf dem Behältergelände war die 300 mm l. W. Sickerleitung, welche südlich des Behälters vorgesehen war, weitgehendst vorzutreiben, da sie u. a. die Aufgabe hatte, während der Bauarbeiten für eine trockene Baugrube zu sorgen.

Die Sickerleitung erstreckt sich projektgemäß südlich der neuen und alten Behälteranlage, sie entwässert in das städtische Schleusennetz. Teilweise zusammen mit ihr in gemeinsamer Baugrube wurde eine 1000 mm l. W. Schleuse, bestehend aus spiralarmierten Eisenbetonrohren, gebaut, welche das Überlaufwasser des Behälters dem städtischen Schleusennetz zuführt. Die Ausbildung der Schleuse und der Sickerleitung ist aus beifolgender Abb. 12 zu entnehmen.

Der schnellen Baudurchführung stellten sich der harte Winter 1928/29 sowie das Anschneiden einer Triebsandschicht in der Moreaustraße vor Behälter 5 und 7 entgegen. Letzteres Hindernis wurde unter Beobachtung größter Vorsichtsmaßregeln durch Entwässerung der Triebsandschicht überwunden. Die Baugrube der Schleuse mußte deshalb bei 1,10 m Breite bis zu 11 m vertieft und für die Triebsandstrecke eine neue Ableitung des Wassers angelegt werden. Trotz mehrfacher Hinterspülung der Grabenausschalung innerhalb der 2 m starken

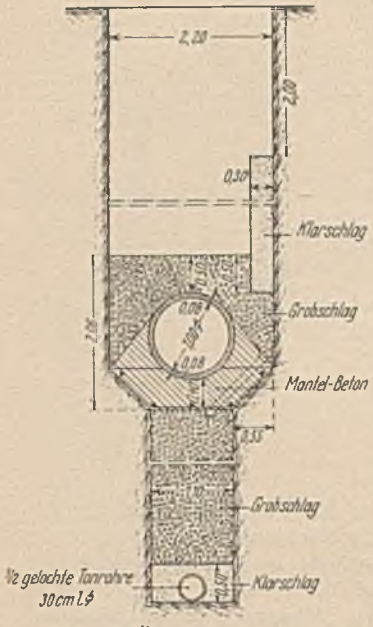


Abb. 12. Überlaufschleuse und Sickerleitung in der Moreaustr.

Triebsandschicht konnten die Arbeiten planmäßig durchgeführt werden.

Die Sickerleitung zieht das Bergwasser restlos ab. Sie war für die schnelle Durchführung der Arbeiten auf dem Behälterplanum von großer Bedeutung, wie die weiteren Ausführungen zeigen.

Die Baustelleneinrichtung für den Behälterbau stieß auf sehr beschränkte Platzverhältnisse, welche noch nachträglich dadurch erschwert wurden, daß der Schleusen- und Sickerleitungsbau nicht zum Abschluß kam, ehe die Behälterbauarbeiten begannen.

Bei dem Behälteraushub fielen etwa 80 000 m³ Massen an, wovon 48 000 m³ zur Anschüttung von Terrassen nördlich des Behälters verwandt wurden; weitere 32 000 m³ wurden auf diesen neu geschütteten Terrassen zwischengelagert, um zur An- und Überschüttung der fertiggestellten Betonkonstruktionen zu dienen.

Zur Gewinnung der Bodenmassen wurde ein Löffelbagger mit einer Durchschnittsleistung von 1000 m³ in 24 Stunden Arbeitszeit verwandt. Der Bagger konnte den Aushub durchweg mit einem Schnitt bis auf Bauwerkssohle bewältigen.

Die Feinplanie der Bauwerkssohle erfolgte mit einem Eimerkettenbagger.

Die Eisenflechtarbeiten für die Betonkonstruktionen bedurften besonders sorgfältiger Aufsicht, zumal im Anfange, da der Behälterbau die erste große Eisenbeton-Pilz-Konstruktion in Dresden darstellt. Die Verlegung der vielen relativ schwachen Eiseneinlagen erforderte besondere Aufmerksamkeit und Geschicklichkeit des Personals. Die Schalarbeiten boten keine besonderen Schwierigkeiten. Wegen der beschränkten Platzverhältnisse wurden die Eisen- sowie die Säulenschalungen auf dem Werkplatz der Baufirma vorbereitet. (Abb. 13.)

Die Betonierung der Anlage, es waren etwa 14 000 m³ Beton einzubringen, erfolgte hauptsächlich mittels zweier Gießtürme von etwa 50 m Höhe. Dieselben wurden in den Zwischenkammern der Behälter 3, 4 resp. 7, 8 aufgestellt. Das Kiessilo wurde in den Zulaufkammern getrennt für Kies und Splitt angelegt. Von dort wurden die Materialien mittels Förderband nach der Mischmaschine transportiert. Der Zement wurde nach der Mischmaschine mittels Rutsche gefördert. (Abb. 14.) Die Mischmaschine entleerte direkt in den Aufzug des Gießturms. Nach den Teilen des Bauwerks, welche von der Gießrinne nicht bestrichen wurden, wurde der Beton in Loren verfahren.

Zur Verwendung kam nur schlesischer Normalzement. Der Grubenkies stammte aus Prohlis bei Dresden. Seine Kornzusammensetzung wurde durch Syenitzusatz soweit verbessert, daß die Korngrößen unter 7 mm nicht mehr als 50—60% Zuschlagstoffe ausmachten. Der Wasserzusatz schwankte entsprechend den Wetterverhältnissen zwischen 15—19%. An Zement waren 300 kg/m³ Beton vorgeschrieben. Die täglich verarbeiteten Betonmengen schwankten zwischen 100—300 m³ bei zweischichtigem Arbeitsbetrieb. Die Schalungen der einzelnen Behälter konnten zweifach, diejenigen der Säulen noch häufiger Verwendung finden. In den Behälterkammern 1, 2, 7, 8 wurden von Norden nach Süden verlaufende Arbeitsfugen erst nach mehreren Monaten geschlossen. Die Isolierungsarbeiten wurden nach möglichster Austrocknung der Betonkonstruktion sorgfältigst ausgeführt. Die Dichtigkeit der Isolierungsanschlüsse an den Beiwellen wurde durch Überlappung der Isolierung in etwa 75 cm Breite gewährleistet. Die Anschlüsse der Isolierung an die Rohrleitungen wurden durch Einklemmung der ersteren zwischen einem aufgeschweißten Festflansch und einem losen Flansch, welcher mittels Stiftschrauben angezogen wurde, hergestellt. Bei kleinen Durchmessern bis 400 mm wurde die Isolierung einfach mittels Rohrschelle eingeklemmt. Bei Rohren, welche bei dem Anschluß an die hydraulische Einrichtung der Schieberkammern noch beweglich sein mußten, wurden Überschiebrohre verwandt, welche in der beschriebenen Weise mit der Isolierung verbunden waren. Nach Anschluß der Rohrleitung an die Leitungen der Schieberkammern wurde der Zwischenraum in dem Überschiebrohr nachträglich mit Beton ausgegossen.

Der innere wasserdichte Putz wurde im Torkret-Verfahren aufgebracht. Vor Aufbringung des Putzes wurde die gesamte Fläche mit pneumatischem Stockhammer sorgfältig aufgerauht. Dies war besonders auch auf der Sohle erforderlich, wo sich wie immer an der Oberfläche eine Zementhaut gebildet hatte.

Abb. 13. Säulenschalung Behälter 2.

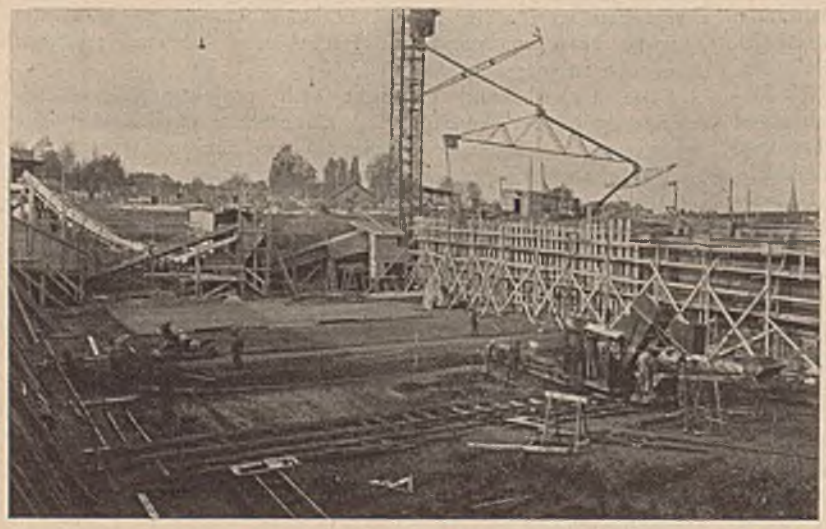


Abb. 14. Betonierung.

Diese weitgehende Aufrauhung garantiert ein einwandfreies Haften des Putzes an der Betonkonstruktion. An den Wänden wurden zwei Lagen von 1 cm Stärke aufgespritzt. Auf der Sohle wurde nur die erste Lage aufgespritzt, die zweite wurde von Hand aufgebracht, um das planmäßige Gefälle herstellen zu können.

D. Grundwasseruntersuchungen und Baustoffprüfungen.

Die Untersuchungen des Bodens sind im ersten Kapitel eingehend besprochen worden. An der Sickerleitungs- und Schleusenbaugrube in der Moreaustraße wurde das Grundwasser auf betonangreifende Eigenschaften untersucht. Dabei stellte sich heraus, daß es einen mittleren SO_3-Gehalt von 200 mg pro Liter aufwies. Da die Auflagerplatte des 1000 mm l. w. Schleusenrohres mit diesem Wasser, das durch dieselbe hindurch nach der Sickerleitung abzieht, ständig in Berührung kommt, war ein Schutz gegen Betonzerstörung notwendig. Zur Herstellung dieser Platte wurde deshalb nur Alka-Zement verwendet. Die Zementschleusenrohre wurden durch äußeren Anstrich mit Inertol geschützt.

Der für den Behälterbau verwendete Zement wurde laufend auf Abbindezeit, Raumbeständigkeit, Druck- und Zugfestigkeit untersucht. Die Zugfestigkeit liegt im Mittel nach 7 Tagen bei 30 kg/m², nach 28 Tagen bei 44 kg/m². Die Prüfungsergebnisse weisen große Regelmäßigkeit auf. Die Druckfestigkeit liegt ebenfalls sehr gleichmäßig, im Mittel nach 7 Tagen bei 345 kg/cm², nach 28 Tagen bei 480 kg/cm². Die Festigkeitswerte liegen weit über den geforderten Mindestwerten der Normalzemente und übertreffen sogar die vorgeschriebenen Werte für hochwertige Zemente.

Das Anmachewasser war seiner Zusammensetzung nach aus den ständigen Untersuchungen des eigenen Laboratoriums bekannt. Gegen seine Verwendung bestanden keine Bedenken.

Die Zuschlagstoffe wurden durch Schlämmanalysen auf betonschädliche Eigenschaften geprüft, ohne dabei irgendwelche nachteilige Beimengungen zu zeigen. Die laufenden Siebproben dienten zur Festlegung des Syenitsplitt-Zusatzes, um die Kornzusammensetzung des natürlichen Kiesgemisches zu verbessern. Gefordert wurden nicht mehr als 50—60% Korngrößen unter 7 mm Größe.

Die Hauptforderung, welche an einen Trinkwasserbehälter gestellt werden muß, ist die unbedingte Dichtigkeit. Die vorstehend geschilderten Maßnahmen, eingehende Bodenuntersuchungen, Prüfung der Baustoffe, sorgfältige Überwachung der Bauarbeiten, geben die Gewähr, daß bei der allen technischen Ansprüchen entsprechenden Konstruktion dieser Forderung weitgehendst entsprochen wird. Die Außenisolierung der Behälter schützt das Trinkwasser vor Eindringen der unkontrollierbaren Grund- und Oberflächenwässer. Der Ausbau der Schieber- und Behälterkammern sichert eine gute Begehbarkeit des Bauwerkes und leichte Bedienung der Schieber und Armaturen.

Die Anlage ist bei der durchgeführten soliden Ausbildung außerordentlich betriebssicher. Sie ermöglicht eine Beschränkung der Wasserförderanlagen auf ein Minimum, wodurch die aufgewandten Kosten für die Sicherungsmaßnahmen ihre Berechtigung erhalten.

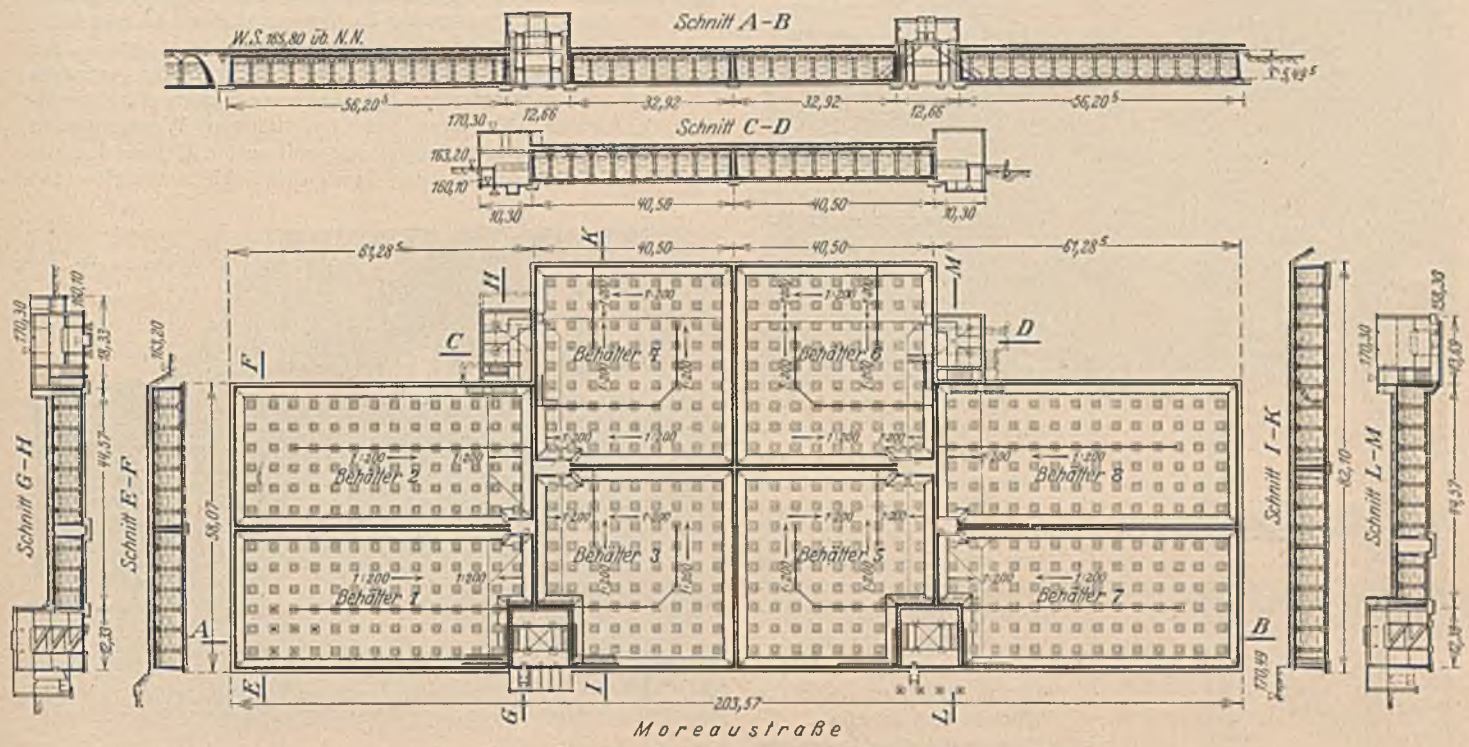


Abb. 15. Übersichtszeichnung der Hochbehälteranlage Dresden-Räknitz.

Die im Zusammenhange mit dem Behälterbau angeschütteten Terrassen dienen zur Erweiterung des benachbarten Räcknitzer Volksparkes. Mit den Rasenflächen des Behälters erfüllt der neue Park die städtebaulich wichtige Aufgabe, Dresden-Süd mit Grünflächen zu durchsetzen.

Ausführende Firmen waren:

Erd- und Eisenbetonarbeiten: Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung Dresden.

Maurerarbeiten der Schieberkammern: August Warnatz, Dresden.

Eisenkonstruktionen in den Schieberkammern: Clemens Steuer, Dresden.

Armaturen: Polte, Magdeburg; Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim.

Stahlrohre und Formstücke: Schweißrohr-Verband m. b. H., Mülheim (Ruhr); Mitteldeutsche Stahlwerke, Riesa; Alfred Boschütz, Dresden.

Rohrbruchsicherung: Escher Wyß & Cie., Ravensburg (Wttbg.)

Betonrohrleitungen: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Betonwerk Cossebaude b. Dresden.

Die Bauzeit des Behälters bis zur Inbetriebnahme betrug etwa ein Jahr. Abb. 15 zeigt die gesamte Hochbehälteranlage, die zur Zeit ihrer Erbauung 1929/30 die größte Trinkwasserbehälteranlage Deutschlands und wohl auch Europas darstellte.

EINE NEUE WEHRANLAGE IN DER SEINE.

Von Dipl.-Ing. P. Cicin, Mainz.

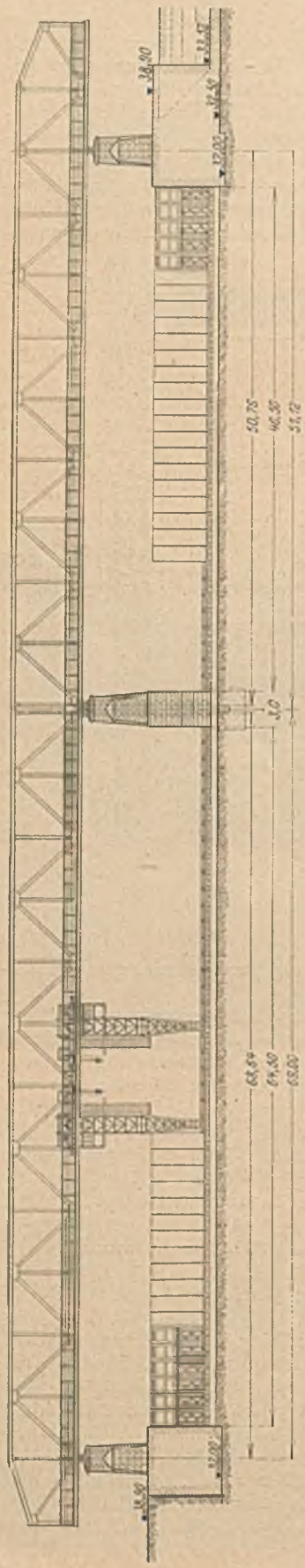


Abb. 1. Ansicht der Wehranlage von Unterwasser.

Übersicht: Es wird eine neuartige Ausführung einer Wehranlage mit Pascauschen Klappen beschrieben und Betriebsergebnisse mitgeteilt.

Eine früher viel verwendete Wehrbauart, die aber wegen mancher ursprünglicher Mängel gegenüber neueren Systemen lange Zeit stark in den Hintergrund getreten ist, ist das Klappenwehr nach System Chanoine-Pascau. Seine Eigenart besteht darin, daß es aus einer Reihe kleiner Stauelemente, den Klappen, gebildet wird, die sich in der Staulage durch Streben auf die Sohle stützen und auf diese niedergelegt werden können. Die Öffnung kann dadurch in vollem Umfange freigegeben werden. Ein erheblicher Nachteil dieses an sich guten Wehrsystems war aber bisher die umständliche, viel Zeit und eine zahlreiche Mannschaft erfordernde Bedienung, besonders beim Aufrichten der Klappen, das in der Regel von Kranschiffen oder umklappbaren Dienstbrücken aus geschah.

Neuerdings hat Ingenieur Aubert der französischen Wasserbaubehörde, Paris, durch Verbesserungen in der Anordnung eine Wandlung in der Betätigungsart der Klappen gebracht. Im Gegensatz zu früher, wo die Klappen in zwei getrennten Arbeitsgängen und in sehr umständlicher Art aufgerichtet wurden, erfolgt beim neuen System das Aufrichten durch eine einfache Bewegung gegen vollen Stau, unter Vermeidung jeglicher Zwischenbewegungen. Von diesem Grundgedanken ausgehend, erfolgt auch die Umgestaltung der Einzelheiten, die weiter unten beschrieben werden. Es sei jedoch hier vorher allgemein hervorgehoben, daß das Wehrsystem in seiner jetzigen Gestaltung wohl geeignet ist, für gewisse Verhältnisse mit neuzeitlichen einheitlichen Verschlüssen in Wettbewerb zu treten. — Die Entwicklung des Wehrbaues weist auf das Bestreben hin, möglichst große Lichtweiten zu wählen. Derartige Anlagen entsprechen besser den Forderungen der Schiffahrt und denjenigen auf eine sichere Abfuhr von Eis und Geschiebe. Die großen einheitlichen Verschlüsse, die nach den heutigen Ansichten noch immer die beste Verschlußart darstellen, erfordern jedoch eine gewisse Bauhöhe, wenn sie den an sie zu stellenden Anforderungen auf Steifigkeit und auf Schwingungssicherheit entsprechen sollen. Bei großer Lichtweite und verhältnismäßig geringer Stauhöhe ergibt sich somit ein Anwendungsgebiet für das Wehrsystem von der erwähnten Art, und zwar ganz besonders dann, wenn es sich um reine Kanalisierungsbauten ohne Kraftnutzung handelt. Es kann hier bei höheren Wasserständen eine der Wehröffnungen freigegeben und unter Umständen die Schiffahrt ohne Unterbrechung durch den Schleusenbetrieb ins

Abb. 2. Bedienungsbrücke. — Wagen durchquert den Mittelpfeiler.

Unterwasser geleitet werden. Es wirkt sich im letzteren Fall der Vorteil dieser Wehrart, ohne wesentliche Mehrkosten große Lichtweiten erzielen zu können, auch verkehrstechnisch günstig aus.

Anfang vergangenen Jahres wurde in der Seine bei Melun (Vives-Eaux) von der Maschinenfabrik Augsburg—Nürnberg A. G. Werk Gustavsburg eine große Anlage dieses Systems eingebaut. Dieser Wehrbau liegt im Rahmen des großen Bauprogramms, das den Zweck hat, die Staustufen in der Seine zu erhöhen und dadurch ihre Zahl zu vermindern. Er dient lediglich der Schiffbarmachung im Abschnitt von Melun und ist an Stelle eines alten Nadelwehres getreten.

Die Anlage Vives-Eaux besteht aus einer Überfallöffnung von 64,50 m (so benannt, weil sie für die Feinregelung des Abflusses durch Überfall dient) und einer 46,50 m breiten Schiffahrtsöffnung mit anschließender Schleuse (Abb. 1 und 2). Beide Öffnungen werden von einer Bedienungsbrücke überspannt, die linksufrig über die Schleuse und rechtsufrig über die Zufahrtsstraße vorkragt. Die Brücke trägt die Fahrbahn für den weiter unten näher zu beschreibenden Bedienungswagen.

Die als Staukörper dienenden Klappen sind aus den Abbildungen 3, 4 und 5 ersichtlich. Die Tafeln haben eine Höhe von 5,20 m und eine Breite von 1,50 m und sind aus einem Trägerrost mit aufgenieteter Blechhaut gebildet. Die Abstützung der Klappen in Staulage erfolgt derart, daß sie auf einer etwa in ihrer Mitte liegenden waagerechten Achse drehbar gelagert

sind, während sie sich mit ihrem unteren Ende gegen ein zylindrisches Sohlenstück, dieses einfach berührend, stützen. Die Achse selbst ist mit einem besonderen Stahlgußrahmen, dem Stützbock, verbunden, der unmittelbar hinter dem Sohlenstück drehbar gelagert ist. Außerdem greift in der Mitte der Achse die Stützstrebe an, die den waagerechten Wasserdruck aufnimmt und auf das in der Sohle eingelassene Widerlager, das Pascausche Gleitstück, überträgt. Durch diese Auflagerung vermag die Klappe wohl den Staudruck aufzunehmen, ist aber in der Lage, einem auf ihre obere Hälfte ausgeübten Stoß nachzugeben.

In der beschriebenen Anordnung liegt bereits das Wesentliche der neuen konstruktiven Ausgestaltung. Durch den Umstand, daß der untere Klappenrand das zylindrische Sohlenstück bei jeder Klappenneigung nur längs einer Erzeugenden berührt, vermag ein am oberen Klappenende einsetzender Schrägzug die niedergelegte Klappe zum Aufrichten zu bringen. Denn die durch diesen Schrägzug hervorgerufene waagerechte Reaktion des Stützbockes auf die Klappe ergibt mit der waagerechten Teilkraft des Schrägzuges selbst das aufrichtende Kräftepaar.

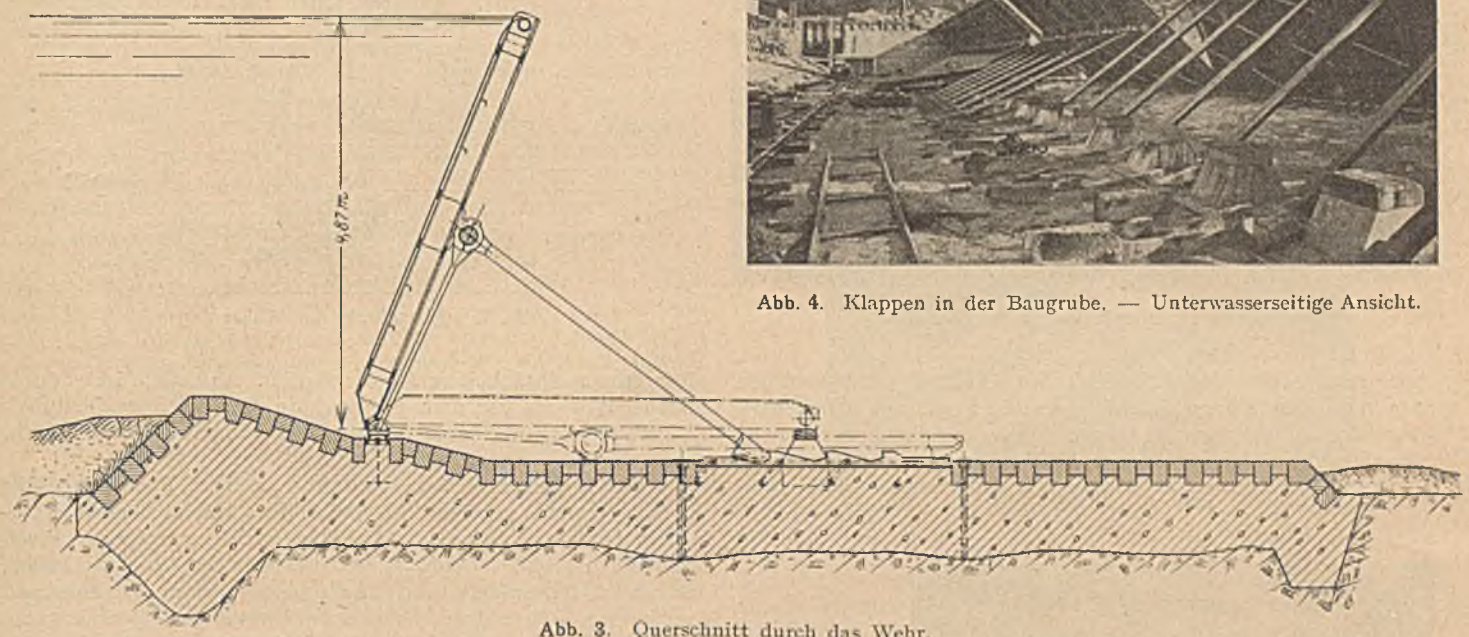


Abb. 3. Querschnitt durch das Wehr.

Der zweite wesentliche Bestandteil des Klappenwehres ist die Pascausche Stützplatte (Abb. 6). Um die Klappen niederlegen zu können, muß die Stützstrebe an der Verzahnung vorbeigeführt werden. Zu diesem Zweck ist vor der Verzahnung ein weiterer Zahn angeordnet, dessen vordere Fläche seitlich abgeschrägt ist. Wird nun die Klappe durch Seilzug über ihre der Staulage entsprechende Stellung so weit gehoben, daß der Strebenfuß den abgeschrägten Zahn überschreitet, so lenkt beim darauffolgenden Ablassen die abgeschrägte Fläche die allseits beweglich gelagerte Stützstrebe in eine S-förmige Führungsrille, die sie an den Abstützzähnen vorbeiführt und hinter der Verzahnung in ihre ursprüngliche Richtung zurückbringt. Durch weiteres Ablassen gelangt dann die Klappe unter Vermeidung eines stoßartigen Niederfallens auf die Sohle, wo sie auf zwei Betonsockeln mit aufgeschraubten Eichenklötzen ruht.

Das erwähnte Gleitstück ist samt der Führungsrille aus einem Stück in Stahlguß gegossen und mit dem Sohlenbeton durch Schrauben verankert. Es sind drei Abstützzähne vorgesehen, die dadurch eine weitgehende Regelbarkeit des Staues gestatten.

Entgegen den früheren Ausführungen, wo die Klappen mit mehreren Zentimetern Zwischenraum angeordnet waren, ist bei Vives-Eaux eine seitliche Dichtung vorgesehen worden. Dieselbe wird durch gebogene federnde Bleche gebildet, die durch den Wasserdruck aufeinandergepreßt werden. Durch diese Anordnung wird auch das die Eisbildung begünstigende Spritzwasser vermieden und das Wehr gegen Vereisung gesichert.

Außerdem wirkt sich auch bei niedergelegten Klappen die Dichtung günstig aus, indem sie das Eindringen von Kies und Schotter unterhalb der Klappen verhindert. Es kann somit kein Versanden der Klappen und Festsaugen auf der Sohle eintreten. Die Erfahrungen bei der Anlage Vives-Eaux haben gezeigt, daß die zuweilen geäußerten Bedenken wegen des Versandens der Klappen bei der gegenwärtigen Ausbildung und bei der zur Verfügung stehenden großen Aufzugskraft nicht mehr zutreffend sind. Da nach Entfernung der Spundwände der zu-

Abb. 4. Klappen in der Baugrube. — Unterwasserseitige Ansicht.

erst fertiggestellten Überfallöffnung zur Regelung des Staues das alte unterwasserseitig liegende Nadelwehr belassen wurde, kamen die niedergelegten Klappen in den Stauraum zu liegen. Obwohl sich während dieser fast ein Jahr dauernden Zeit bis zur Beendigung des Baues eine über einen halben Meter starke

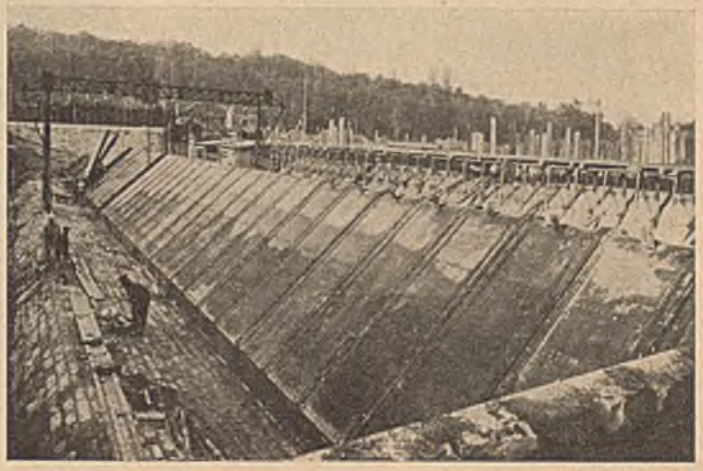


Abb. 5. Klappen in der Baugrube. — Oberwasserseitige Ansicht.

Ablagerung bildete, bereitete das Wiederaufrichten der ersten Klappen keine ernsten Schwierigkeiten. Nachdem das Nadelwehr beseitigt war, wurde das Aufrichten der restlichen Klappen fortgesetzt, und trotzdem nun die Klappen gegen die Strömung bewegt werden mußten, war die Hubkraft wesentlich vermindert, da durch den eingesetzten Spülstrom die Ablagerungen allmählich fortgeschleppt wurden.

Es ist sonach zu erwarten, daß auch im normalen Betrieb durch etwaige Versandung der Klappen keine nennenswerte Störung entstehen wird.

Die Bewegung der Klappen erfolgt von einem Bedienungswagen aus (Abb. 7, 8 und 9). Zu diesem Zwecke ist der Wagen mit einem aus zwei gelenkigen Teilen gebildeten Arm versehen, der an seinem unteren Ende einen Haken trägt. Die Arbeitsweise ist aus den Abbildungen ohne weiteres verständlich, sie ist analog der eines menschlichen Armes. Die Bewegung des oberen Teiles — des Schwenkarmes — wird durch ein besonderes Windwerk mittels Zahnsegments gesteuert, während der untere Teil — der eigentliche Greifarm —, der stets durch die Strömung nach der Unterwasserseite gedrückt wird, durch das an seinem unteren Ende angreifende, zu einer Winde führende Seil gegen Oberwasser bewegt werden kann. Dieses Hauptwindwerk wurde mit zwei Motoren versehen, es vermag drei Geschwindigkeiten zu entwickeln und eine größte Zugkraft am Haken von 20 t auszuüben.

Das Fassen der niedergelegten Klappen — die an ihrem oberen Ende mit einer Röhre versehen sind, in die der Haken eingreift — geht rasch und leicht vonstatten. Die Bedienung erfordert nur einen Mann. Für den Nachtbetrieb ist unter dem Führerhaus ein Scheinwerfer vorgesehen. Außerdem ist es durch Beobachten des vor dem Führerstand angebrachten Stellungszeigers möglich, das ganze Hub- und Fahrmanöver auszuführen, ohne die Klappen zu beobachten.

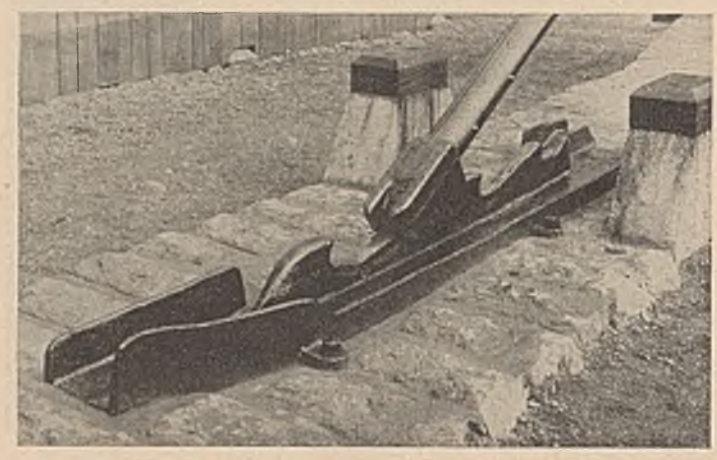


Abb. 6. Stützplatte mit Strebenfuß.

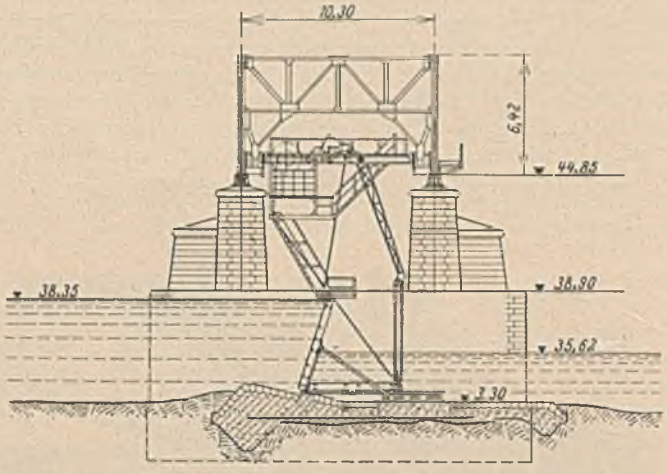


Abb. 7. Querschnitt der Wehranlage.

Die Bedienungsbrücke besteht aus zwei Fachwerkbalken von 68,64 und 51,76 m Stützweite mit anschließenden Kragenden (Abb. 1). Der Querschnitt ist nach der Art einer Kranbrücke ausgebildet (Abb. 7). Die beiden in 10,30 m Abstand stehenden Tragwände sind durch einen oberen Windverband verbunden, während die Brücke nach unten mit Rücksicht auf das erforderliche Lichtraumprofil für den Bedienungswagen offen bleiben mußte.

In der Ebene der Hauptträgerpfosten angeordnete Querrahmen vermitteln die Übertragung des Schrägzuges von den Fahrschienen zu den Hauptträgern und zum Hauptwindverband.

Die Fahrschienen selbst sind durch einen sekundären Verband gegen die waagerechte Teilkraft des Schrägzuges ausgesteift.

Der Mittelpfeiler und die Landpfeiler wurden zweiteilig ausgebildet, um die Durchfahrt des Bedienungswagens zu ermöglichen.

Bemerkenswert ist, daß bei diesem Wehrsystem die für die Vornahme von Ausbesserungen notwendigen Notverschlüsse sich auf eine sehr einfache Vorrichtung beschränken. Sie besteht

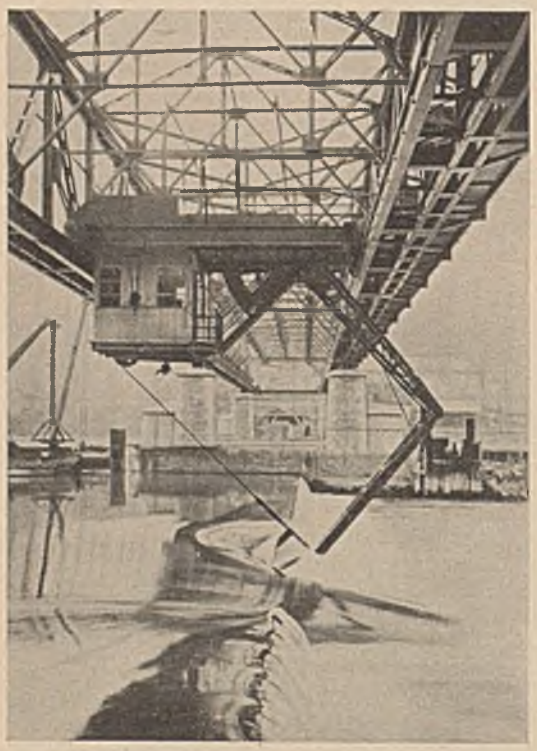


Abb. 8. Bedienungswagen während des Aufrichtens einer Klappe.

Abb. 9. Ansicht von Unterwasser. Rechte Klappenreihe in tiefster Rast.

aus einem Klebekasten, der oberwasserseitig über etwa vier bis fünf Klappen greift und auf den äußeren Klappen seine Abstützung findet. Dadurch ist es möglich, die mittleren Klappen abzumontieren und durch Reserveklappen zu ersetzen. Zum Herausholen einer Klappe ist das Lösen nur zweier Schrauben durch einen Taucher notwendig. Ebenso ist das zylindrische Sohlenstück leicht abmontierbar bzw. auswechselbar.

Die Bedienungswagen — es sind deren zwei bei der Anlage „Vives-Eaux" vorgesehen — sind mit einer 5-t-Winde (gleichzeitig Windwerk für die Steuerung des Zahnsegmentes) und außerdem mit einem 3-t-Elektroflaschenzug versehen und vermögen dadurch den Klebekasten bzw. die auszuwechselnden Klappen ans Land oder durch den Kragarm der Bedienungsbrücke in ein in der Schleuse liegendes Schiff zu befördern.

Als Beweis für die Unempfindlichkeit des Klappenwehres gegen Beschädigung sei schließlich hervorgehoben, daß in einem Fall über die Klappen ein schwerer Lastkahn hinweggetrieben wurde, ohne Schaden zu verursachen, einige Klappen wurden lediglich in die Schwebestellung gebracht. Dieselbe Wirkung würden wohl auch größere treibende Eisschollen haben.

Die Gründung erfolgte in offener Baugrube unter Wasserhaltung in zwei Bauabschnitten. Im ersten Bauabschnitt wurde die Sohle der Überfallsöffnung nebst Mittel- und Landpfeiler, im zweiten die Sohle der Schiffahrtsöffnung und der zweite Landpfeiler ausgeführt. Die Fangedämme wurden mit Hilfe von Larseneisen und von Lackawanna-Spundeisen hergestellt. Die Sohle konnte auf den gesunden Kalkfels, der in geringer Tiefe vorlag, aufgesetzt werden.

Wie aus dem Querschnitt Abb. 3 ersichtlich, sind die Sohlenhäupter mit kräftigen Betonspornen versehen. Außerdem sind in der Sohle zwei Reihen von Filterrohren eingebaut, die das Sohlendruckwasser ableiten und dadurch seinen Druck herabmindern. Zum Schutz gegen Eindringen von Schmutz sind die oberen Ausmündungen dieser Rohre mit gußeisernen Klappen versehen, die sich durch den inneren Überdruck öffnen.

Es sei hervorgehoben, daß bei diesem System die Pfeiler infolge Fehlens großer konzentrierter Kräfte leicht ausfallen.

Die Montage der Brücke erfolgt von einer festen Holzrüstung aus, die auf die bereits fertiggestellte Sohle aufgesetzt wurde. Die Anbringung der Rüsthölzer in der Überfallsöffnung, die bereits unter Wasser stand, erfolgte mittels Taucher in besonders dafür vorgesehenen Aussparungen.

Die guten Erfahrungen, die mit dieser Anlage gemacht wurden, haben die dortige Behörde veranlaßt, ein zweites Wehr desselben Systems im Weichbild von Paris bei Suresnes zu errichten. Es dient dort als Verschluß für eine Schiffahrtsöffnung von 72,42 m Lichtweite. Die Klappen haben eine Höhe von 7,20 m und eine Breite von 2,13 m. Bei dieser Anlage sind weitere Fortschritte in bezug auf Verbilligung der Konstruktion erzielt worden. Es wurden in weitgehendem Maße Teile, die bei „Vives-Eaux" in Stahlguß ausgeführt wurden, hier in Eisenkonstruktion vorgesehen. Abb. 10 stellt ein Pappmodell der Klappe dar.

Die Bedienungsbrücke wird als geschlossener Fachwerksträger mit oberem und unterem Windverband ausgeführt. Die Fahrschienen für den Bedienungswagen sind an seitliche Konsolen angeschlossen. Der Bedienungswagen läuft unter der Brücke. Während bei der unten offenen Brücke der eine Hauptträger fast das Zweifache der durch den Schrägzug verursachten

Abb. 10. Klappenmodell für die Anlage Suresnes.

Belastung erhält und der andere entlastet wird, vermag man bei der geschlossenen Brücke durch Anordnung einiger Zwischenquerrahmen eine Mitwirkung der zweiten Tragwand bei der Lastaufnahme zu erzielen und dadurch eine viel bessere Materialausnutzung zu erreichen.

Kostenvergleiche ergaben bei der Anlage „Suresnes", wo infolge schlechten Baugrundes kostspielige Luftdruckgründungen für die Pfeiler bei einheitlichen Verschlüssen notwendig gewesen wären, ganz bedeutende Ersparnisse bei Anwendung des Klappensystems. Auch diese Anlage dient lediglich der Schiffbarmachung.

BERECHNUNG EINES GENERATORFUNDAMENTES MIT STEHENDER WELLE.

Von Dipl.-Ing. Otto Fuhrmann, Berlin-Charlottenburg.

Übersicht. Die Vergrößerung der Maschinensätze in den letzten Jahren sowie die Anordnung der einzelnen Maschinen zueinander, Generator, Turbine, Pumpe oder Turbine und Kondensator, stellen an den Bauingenieur neue Aufgaben in der Erstellung der Fundamente. Die bis vor wenigen Jahren üblichen Maschinenfundamente stellten mehr oder weniger einen einheitlichen Betonblock dar. Die gedrängte Anordnung von großen Maschinensätzen, bedingt durch Raum- und Materialkosten, erfordern nun ihrerseits eine völlige Auflösung des Fundamentes in einzelne statische Systeme. In welcher Weise nun die einzelnen tragenden Systeme statisch und dynamisch beeinflußt werden, ist in der Literatur schon des öfteren erörtert worden. Im nachstehenden ist ein praktisches Beispiel einer größeren Wasserkraftanlage von insgesamt 3 × 27 000 PS durchgerechnet worden. Der Übersicht wegen sind nur die Hauptuntersuchungen angegeben.

Auf einem dreifeldrigen Rahmen (Abb. 1a und 1b), der auf vier Zweigelenkrahmen gestützt ist, steht in jedem Feld ein Generator von 27000 PS. Das Schaufelrad der Francis-Turbine und das der darunter angeordneten Pumpe hängen gemeinsam an der Generatorwelle an einem Spurlager in Höhe des Betonträgers, wodurch, wie aus dem Belastungsschema zu ersehen ist, die Hauptkräfte auf die Längsträger übertragen werden. Führungslager sind am Generatorkopf und unterhalb des Generators angeordnet.

Die Ermittlung der Biegungsmomente erfolgte nach Kleinlogel, „Mehrstielige Rahmen". Infolge der verschiedenen Belastungsarten wird die Berechnung ziemlich umfangreich.

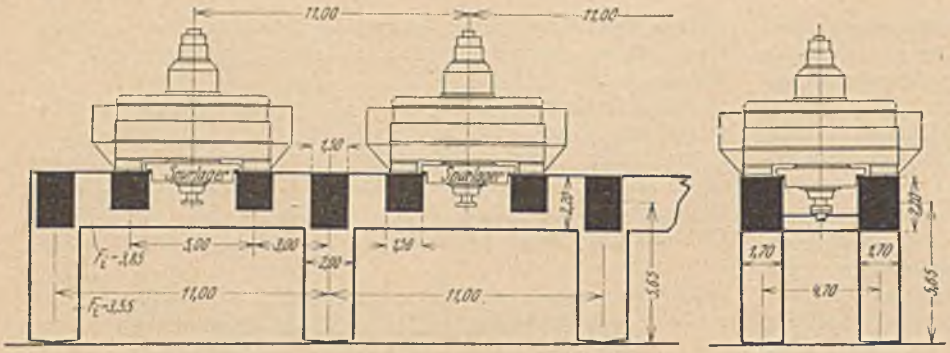


Abb. 1 a und b. Ansicht und Schnitt des Fundamentes.
Die Durchrechnung hat gezeigt, daß die Ausbildung des Zweigelenkrahmens (Abb. 1 b) schwingungstechnisch auf Schwierigkeiten stößt; es muß entweder eine volle Scheibe vorgesehen oder eine seitliche Abstützung gegen die Krafthauswand vorgenommen werden.

Es sind im nachfolgenden nur die wichtigsten Belastungsarten herausgegriffen und auf Resonanz untersucht.

Drehzahl der Maschine	272,5 U/min
Durchgangsdrehzahl	500 „
Kritische Drehzahl der Welle	1500 „
Größtmögliche Durchbiegung der Welle a	0,5 mm
Drehmoment	90 tm
Kurzschlußmoment	900 tm

Ruhende Lasten des Maschinensatzes:

Stator und Erregermaschine	116 t
Traglageranteil	5 t
Wassergewicht	70 t
	191 t

Rotierende Massen:

Rotor und Welle	98 t
Traglageranteil	2 t
Turbinen- und Pumpenlaufrad	30 t
$\sum G' =$	130 t

Eine Durchbiegung der Welle in ruhendem Zustand findet nicht statt. Für die Fliehkraft ergibt sich nach Rausch, „Beton und Eisen" 1928, Seite 396, für einen Langsamläufer:

$$F = \frac{a\,G'}{981}\left(\frac{n}{9{,}55}\right)^2 = 0{,}05 \cdot \frac{130}{981} \cdot \left(\frac{500}{60} \cdot 2\pi\right)^2 = 18{,}1 \text{ t}$$

und damit für den dynamischen Zuschlag ebenfalls nach Rausch: $P = \nu\,\mu\,F = 2{,}5 \cdot 2 \cdot 18{,}1 = \underline{90{,}6 \text{ t horizontal}}$ (ν dynamischer Faktor, μ Ermüdungsfaktor).

Da es sich in diesem Falle um eine stehende Spiralturbine handelt, deren beschleunigende Kräfte tangential am ganzen Umfange gleich wirken, ist mit einer vertikalen Stoßbelastung streng genommen nicht zu rechnen.

In Ermangelung genauerer Versuchsergebnisse an Wasserkraftmaschinen ist mit einem 75 prozentigen Stoßzuschlag in vertikaler und horizontaler Richtung gerechnet worden.

Untersuchung des Fundamentes auf vertikale Schwingungen.

Abb. 2 b u. c zeigen die Momenten- und Querkraftverteilung eines im normalen Betrieb belasteten Trägers. Abb. 2 d die zugehörige Biegelinie für ein Endfeld. Die Temperatur- und Schwindspannungen können unter bestimmten Voraussetzungen außer acht gelassen werden. Maßgebend dafür ist, daß die Differenz der höheren Betriebstemperatur und der mittleren Abbindetemperatur in der Gegend der Rahmenplatte gleich dem Schwindmaß in Temperaturgraden ist.

Die größte Durchbiegung ergibt sich demnach für Feld I, wie aus Abb. 2 d zu ersehen ist, zu 0,705 mm und die Eigenschwingungszahl zu $n_e = \frac{300}{\sqrt{0{,}0705}} = \underline{\underline{1130}}$.

Untersuchungen des Fundamentes auf waagerechte Schwingungen.

Wie aus Abb. 3 zu ersehen ist, können die einzelnen Felder entweder alle in gleicher Richtung oder ein Feld entgegengesetzt den beiden anderen Feldern schwingen.

Es sind durch diese Einteilung die beiden extremsten Fälle herausgegriffen. Es wäre auch denkbar, daß keine konstante Schwingungszahl zu messen wäre, sondern daß tatsächlich Feld II schneller schwingt als Feld I. Dann muß aber auch der Zeitpunkt eintreten, wobei die Amplituden gleiche Richtung haben. Während der Zeit des Überganges würden entsprechend auch die Eckmomente ihre Größe ändern. Durch die Ermittlung

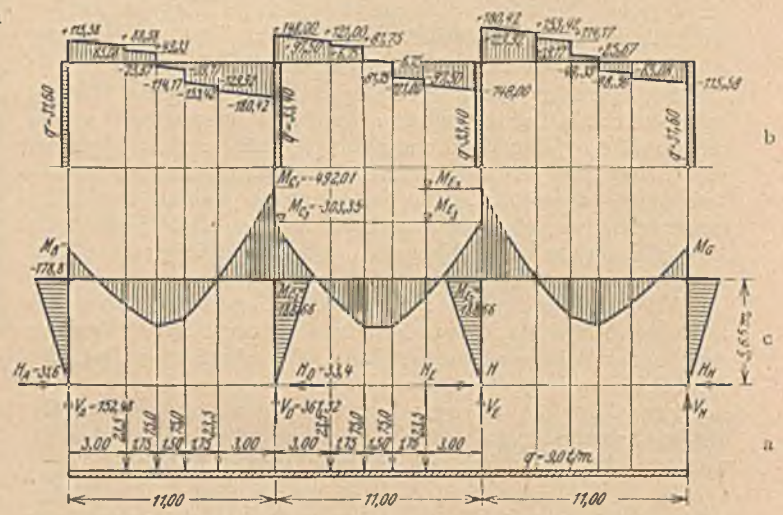


Abb. 2a, b und c. Darstellung der Belastung, Querkraft und der Momente in vertikaler Richtung aus ruhenden Lasten.

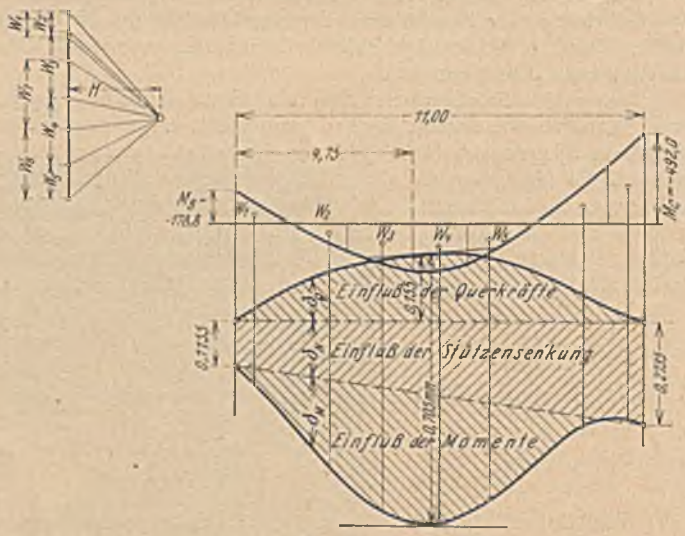


Abb. 2 d. Ermittlung der größten Durchbiegung im Endfeld. Der Einfluß des Momentes wurde mittels der w-Gewichte nach Mohr gefunden, der der Querkräfte nach $\delta q = \varkappa \int_0^x \frac{Q}{S\,F}\,dx$ und der, der Längskräfte nach $\delta z = \frac{V\,h}{E\,F}$. Man sieht, daß der Einfluß der Quer- und Längskräfte ebenso groß werden kann wie der des Biegungsmomentes allein.

der beiden extremen Fälle kann wenigstens der Bereich übersehen werden, der überhaupt für eine Betrachtung in Frage kommt. Liegen die Schwingungszahlen zweier Felder aber dicht beieinander, so werden sie nach einer mittleren Frequenz

schwingen. Sie folgen dann dem Gesetze des kleinsten Widerstandes, was gleichbedeutend ist mit der größten Durchbiegung.

Die Durchrechnung des Vierendeelträgersystems zeigte, daß die Eigenschwingung in horizontaler Richtung im Bereiche der kritischen Drehzahl der Welle lag. Es ist deswegen der Rechnung ein Rahmensystem mit drei gleichen Feldweiten zugrunde gelegt worden. Die in jedem Felde liegenden beiden Zwischenquerträger sind in den Riegeln gelenkig gelagert. Dieses wird bei der Ausführung dadurch erreicht, daß man die Querträger, auf denen unmittelbar ein Teil der Maschinengewichte lasten, gelenkig mit den Hauptträgern verbindet. Durch Einsetzen von I-Trägern, deren Flanschen an den Einspannstellen ge-

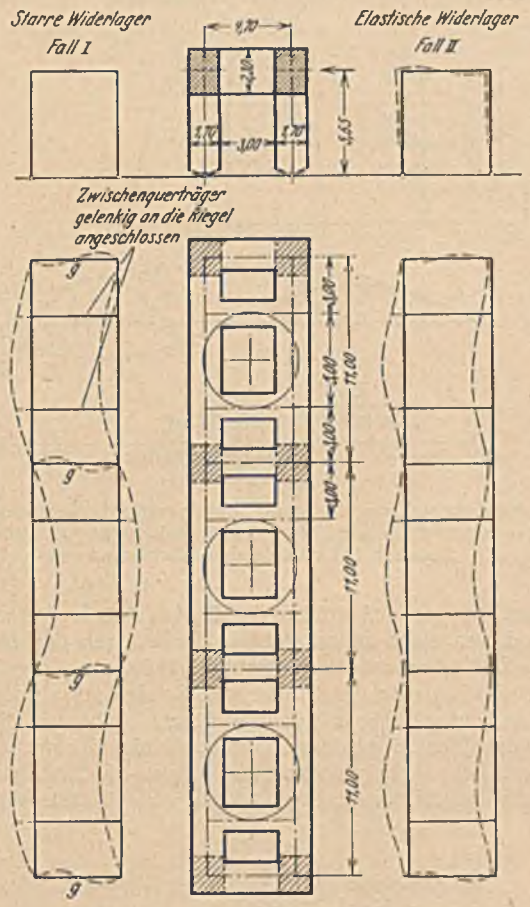


Abb. 3. Waagerechtes Schwingungsschema.

schwächt werden, wird eine genügende Gelenkigkeit erreicht. Um Betonrisse auszuschalten, wird eine Fuge im Beton angeordnet.

Das so gebildete statische System kann im Falle I (Abb. 3) wegen der Polarsymmetrie benachbarter Felder mit starren Widerlagern berechnet werden. Im Falle II dagegen muß der elastischen Nachgiebigkeit des Zweigelenkrahmen Rechnung getragen werden. Die Natur der Belastung gestattet, in den Riegeln der vier Zweigelenkrahmen vier Gelenke g in der Mitte anzunehmen, in denen statisch unbestimmte Größen als Querkräfte entgegengesetzt angreifen, die nach Kleinlogel, „Mehrstielige Rahmen", berechnet wurden.

Wie aus Abb. 2 d zu ersehen ist, kann der Einfluß der Stützensenkung und der Querkräfte fast ebenso groß werden, wie der der Momente. Wenn nun auch die statisch unbestimmten Größen unter Außerachtlassung der Quer- und Längskräfte gefunden wurden, so dürfte damit kein grober Fehler begangen sein, weil die statisch unbestimmten Kräfte nur durch das Verhältnis der Streckenänderungen dargestellt werden, was jedoch für die Durchbiegungen nicht zutrifft.

Die graphische Ermittlung der Biegelinie für Fall I erfolgte für Feld II infolge der Momente wie in Abb. 5 dargestellt ist. Der Balkenauflagerdruck ist o und der Einfluß der Stützenmomente soll unberücksichtigt bleiben, da die Momente unter der Voraussetzung starrer Widerlager errechnet wurden. Die Auswertung der Querkraftsflächen ergibt für x = 3 m; 5,5 m.

$$\delta_{q_{x=3}} = \frac{1,2 \cdot 143,5 + 116,5}{2} \cdot 3 \cdot \frac{1}{820\,000 \cdot 3,85} = 0,148 \text{ mm}$$

$$d_{q_{x=5,5}} = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 0,205 \text{ mm}$$

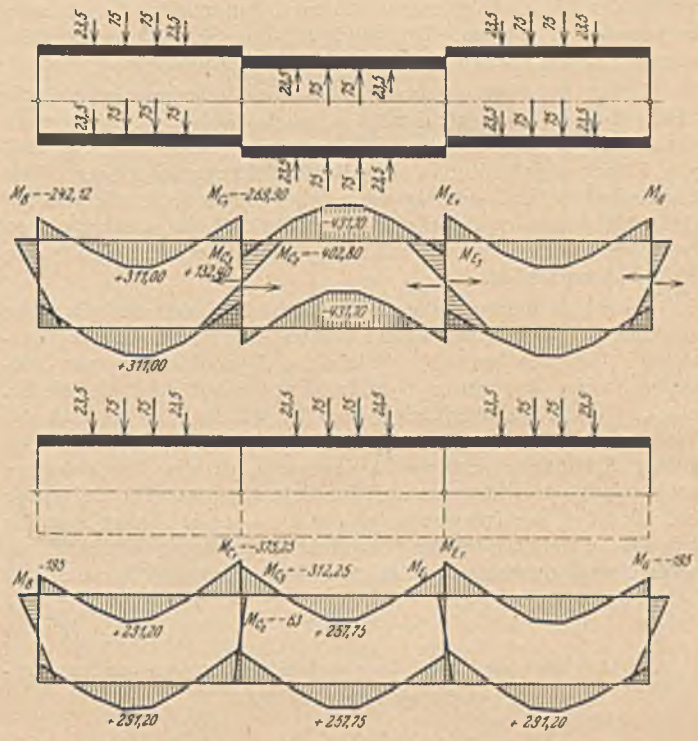


Abb. 4. Belastungsarten und Momente in horizontaler Richtung.

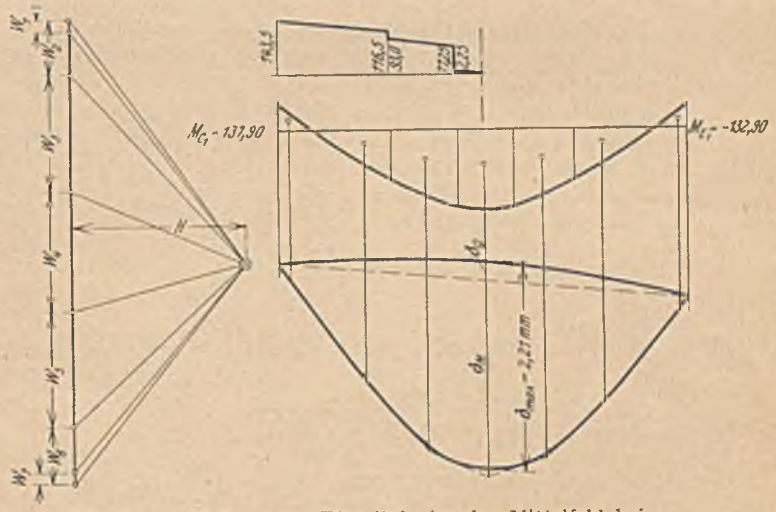


Abb. 5. Ermittlung der Biegelinie für das Mittelfeld bei horizontaler und entgegengesetzter Schwingungsrichtung.

Die gesamte Durchbiegung δ (siehe Abb. 5) $\delta_{max} = 2,21$ mm.

Die Eigenschwingungszahl $n_e = \frac{300}{\sqrt{0,221}} = \underline{\underline{638}}$.

Die Ermittlung der Biegelinie für Feld I erfolgte auf die gleiche Weise und folgt zu $\delta_{max} = 1,45$ mm

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{0,145}} = \underline{\underline{788}}.$$

Da der Phasenunterschied zwischen Feld I und II 23,5% beträgt und als gering angesprochen werden kann, so ist mit ziemlicher Sicherheit anzunehmen, daß sich die beiden schwingenden Felder zu einer gemeinsamen Zahl entschließen werden, die zwischen den beiden Werten liegen muß. Im Falle einer asynchronen Schwingung der Felder würde die Schwingungszahl auch nicht konstant auf 788 bzw. 638 bleiben, denn die beiden Zahlen wurden, jede für sich, unter der Voraussetzung der Kontinuität der Rahmenfelder gefunden. Die damit verbundenen Eckmomente sind aber in ruhendem Zustand (horizontal) gar nicht vorhanden, d. h. sie müssen erst durch dynamische Belastungen hervorgerufen werden. Entsprechend der Schlüpfung der einzelnen Phasen ändern sich auch die Einspannungen.

Unter der Voraussetzung, daß die Widerlager, d. h. die Stiele der vier Zweigelenkrahmen, unelastisch sind, ist es nach dem Gesetze des kleinsten Widerstandes nicht möglich, daß alle Felder gleichzeitig in derselben Richtung schwingen. Wie die Rechnung im nachfolgenden zeigt, ist es auch aus anderen Gründen schon erforderlich, die Rahmenstiele unelastisch zu gestalten, so daß es sich erübrigt, eine Untersuchung für den Fall II anzustellen.

Es sei an dieser Stelle noch einmal bemerkt, daß die oben errechneten Durchbiegungen keinen Wirklichkeitswert darstellen. Sie würden als tatsächliche Durchbiegung nur auftreten, wenn das ganze System, Fundament und Generator, um 90° um Fundamentachse gedreht würde, also so, daß die Wellen in die horizontale Lage zu liegen kämen. Die tatsächlich größte Amplitude wird viel kleiner sein, da die Durchbiegung proportional dem Moment und der Belastung ist. Die Belastung ist, wie oben gezeigt wurde, $18{,}1 \times 2{,}5 = 45$ t. Führt man die graphische Ermittlung der Biegelinie unter diesen Verhältnissen noch einmal durch, so erhält man den maximalen horizontalen Schwingungsaufschlag.

Die Schwingung des Zweigelenkrahmens unter Zugrundelegung von Fall II.

$$\delta = \frac{h^3}{24\,k\,E\,J_2}\,[V\,(2 + 5\,k) + 2R\,(1 + 2k)]\,,$$

$V = {}^1/_3$ Stielgewicht,

$R =$ Riegelgewicht + Maschinenlast,

$$k = \frac{h\,J_1}{l\,J_2}\,,$$

$$\delta = \frac{5{,}65^3}{24 \cdot 1{,}375 \cdot E \cdot 1{,}38}\,[24{,}8\,(2 + 5 \cdot 1{,}375) + 2 \cdot 344{,}6\,(1 + 2 \cdot 1{,}375)] = 5{,}26 \text{ mm}\,,$$

$$\text{Querkraftanteil: } \delta_c = K \int_0^h \frac{Q}{G\,F}\,dh\,,$$

$$Q = \frac{P}{2} = 188{,}7 \text{ t}, \qquad K = 1{,}2\,, \qquad G = 820\,000 \text{ t/m}^2,$$

$$\delta_q = 1{,}2 \cdot \frac{188{,}7 \cdot 5{,}65}{820\,000 \cdot 3{,}55} = 0{,}439 \text{ mm}\,,$$

$$\delta_{max} = 5{,}26 + 0{,}439 = 5{,}7 \text{ mm}\,, \qquad n_e = \frac{300}{\sqrt{0{,}57}} = \underline{\underline{397}}\,.$$

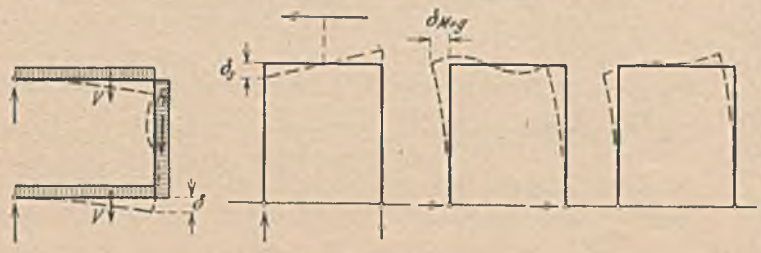


Abb. 6. Belastungs- und Deformationsbild des Zweigelenkrahmens.

Es wurde jedoch vorstehend gesagt, daß eine gleichgerichtete Schwingungsrichtung so gut wie ausgeschlossen sei. Eine Sicherheit dafür liegt aber nur in den 23% Unterschied der Schwingungen in Feld I und II. Sollte der Unterschied dennoch nicht genügen, um ein synchrones Schwingen der Felder zu erzwingen, so ist es ohne weiteres denkbar, daß beim gegenseitigen Überholen der Felder auch der Augenblick eintreten muß, in dem ihre Amplituden gleichgerichtet sind. Für diesen, wenn auch nur einen Augenblick vorhandenen Zustand ist eine Schwingungszahl von 800 für Feld I errechnet worden, also ungefähr das Doppelte von 397 des Zweigelenkrahmens. Die unangenehme Folgeerscheinung wäre (Abb. 7), daß bei jeder zweiten Schwingung

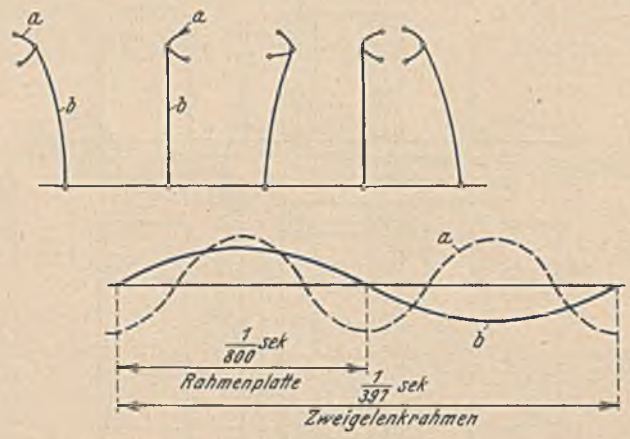


Abb. 7.
Systematische Darstellung der Schwingungsüberlagerung.
Kurve *a* für die Platte bei gleicher Schwingungsrichtung.
Kurve *b* für den Zweigelenkrahmen.

eine besonders große Amplitude auftreten würde. Aus diesen Gründen ist es nicht zu empfehlen, die Stützen der Rahmenplatte als Zweigelenkrahmen auszubilden. Da eine Vergrößerung der Trägheitsmomente der Pfosten der Zweigelenkrahmen ebenfalls zu keinem günstigen Ergebnis führt, bleibt nur die Möglichkeit, die Pfosten praktisch unnachgiebig zu machen, was entweder durch seitliches Abstützen gegen die Krafthauswand oder durch Zusatz der Rahmen durch volle Wände geschehen kann.

Kritische Drehzahl der Welle.

Ein weiterer Gefahrenpunkt zeigt sich, wenn die Eigenschwingung des Fundamentes mit der kritischen Drehzahl der Welle übereinstimmt. Jede Richtungsänderung in der Bewegung des Fundamentes bedeutet eine Kraft, die bestrebt ist, während der Zeit T die Lager des Generators aus ihrer Lage auszulenken. Für die Welle selbst ist es ganz gleichgültig, ob die Impulse, herrührend aus Exzentrizität der Welle und der dadurch entstehenden Fliehkräfte auf sie einwirken, oder ob die Auflager selbst in gleichem Rhythmus hin- und hergehen. Es kann der Fall eintreten, daß Feld I und III durch das Laufen der Maschine in horizontaler Richtung Impulse an Feld II übermitteln, die in Feld II Eigenschwingungen hervorrufen. Stimmen nun kritische Drehzahl der Generatorwelle II mit der Eigenschwingungszahl von Feld II überein, so tritt die gefürchtete Resonanzerscheinung auf. Die Eigenfrequenz in waagerechter Richtung gelangt nur dann in den Bereich der kritischen Drehzahl der Welle, wenn auf die Ausbildung des gelenkigen Anschlusses der Zwischenpfosten (Abb. 3) verzichtet wird.

Bei einem Spalt von 15 mm zwischen Rotor und Stator wird die Welle bei Resonanz in wenigen Augenblicken eine bleibende Deformation erleiden müssen. Durch die kritische Drehzahl der Welle ist der Bereich der Schwingungszeiten für das Fundament somit nach oben hin begrenzt.

Drehschwingungen.

Durch den einheitlichen Zusammenbau aller drei Fundamente sind die unter Umständen sehr wesentlichen Drehschwingungen in einen Bereich gedrängt, der für obiges Beispiel vollkommen belanglos ist. Es ergab sich bei einer halben Wellenlänge von 11 m die niedrigste Schwingungszahl zu 638. Die Verkürzung der Wellenlänge um die Hälfte (Abb. 9) bedingt aber eine Vergrößerung der Schwingungszeit um das 4fache. Selbst bei Überlagerung und gleichzeitigem Auftreten der in Abb. 3, Fall I, und Abb. 9 dargestellten Schwingungen könnte darin keine Gefahr für die Welle, deren kritische Drehzahl 1500 beträgt, entstehen, da die Drehschwingungen kreisförmig um die Welle auftreten und diese in keiner Weise behindern können.

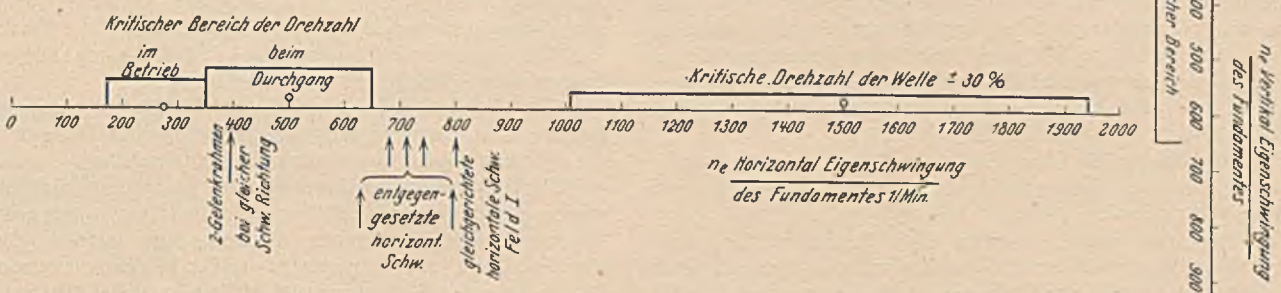


Abb. 8. Darstellung der hauptsächlichsten Eigenfrequenzen in- und außerhalb der kritischen Bereiche.

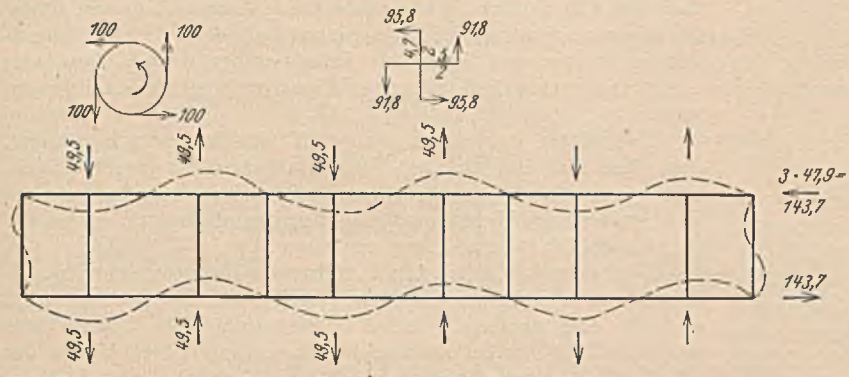


Abb. 9. Biegelinie der Längsträger infolge des Kurzschlußmomentes.

Kurzschlußmoment.

Das Kurzschlußmoment stellt für obiges Rahmensystem einen Belastungsfall dar, der von der horizontalen Rahmenplatte, selbst unter Zugrundelegung eines durchlaufenden Trägers ohne weiteres aufgenommen werden kann.

Schlußbemerkung.

In seiner Veröffentlichung (Zeitschrift VDI 1929, S. 1305) gibt Herr Prof. Kayser Versuchsergebnisse über Fundamentschwingungen in Gegenüberstellung zu den rechnerisch gefundenen Werten an, woraus zu entnehmen ist, daß die Untergrundverhältnisse und die Unsicherheit in der Berechnung der statisch unbestimmten Größen auf die Eigenschwingung in der Weise Einfluß nehmen, als ob das Fundamentgebilde zu steif angenommen worden wäre. Bei Anwendung der dort angegebenen Berichtigung von $\eta = 0{,}9$ auf obiges Beispiel, wäre die Horizontalresonanz, wenn man das arithmetische Mittel aus 788 und 638 nehmen darf, $n_e = 0{,}9 \cdot \frac{788 + 638}{2} = 642$. Eine Erhöhung der Eigenschwingungszahl um 10% läßt sich leicht durch Eiseneinlagen bzw. durch Verbreiterung der Querträger um einige Zentimeter erzielen.

Auch die von Herrn Prof. Kayser gemachten Versuche über die Größe der dynamischen Zuschläge weisen deutlich darauf hin, daß bisher in den meisten Fällen mit großer Vorsicht gerechnet worden ist, selbst, wenn die an Versuchsmaschinen gemachten Erfahrungen für die Praxis noch einer Erweiterung bedürfen insofern, als sich durch Auslaufen der Lager und nachträgliche Schwerpunktsverschiebungen die dynamischen Zuschläge nach einer Reihe von Betriebsjahren noch erhöhen können.

DIE WESTHARZSPERREN UND DIE BAUWEISE UND BAUAUSFÜHRUNG DES SÖSEDAMMES[1].

Von Regierungs- und Baurat a. D. Ziegler, Clausthal.

Übersicht: Der Baubeginn der Harzodersperre. Wasserwirtschaftliche und wirtschaftliche Bedeutung derselben. Die Bauvollendung der Sösesperre. Die Trinkwasserabgabe. Die allgemeine Anordnung der Anlagen. Die Bauweise und die Bauausführung des Erd-Kerndamms. Die beobachteten Bewegungen der Kernmauer. — Der zurückgestellte Rhumepolder. — Die Entstehung und Finanzierung der Westharzsperrenprojekte. Die ferneren Baupläne des Westharzsperrenkonsortiums.

Nach dem geologischen Gutachten des Professor Schöndorf, Hildesheim, Westharzsperren-Entwurf Januar 1927, Seite 16, ist die Zechsteinformation, welche bandartig den ganzen Südrand des Harzes zwischen Nordhausen und Osterode in erheblicher Breitenausdehnung umsäumt, örtlich und weit darüber hinaus (Leinetal) von ganz besonderer Bedeutung für Wasserbauten. Großartige Versickerungen in den immer wieder freigespülten ausgedehnten Schotterbetten der Harzflüßchen — hauptsächlich Harzoder, Sieber und Söse —, Hohlräume sowie Erdfälle sind festgestellt.

Harzodersperre.

Am östlichsten Einlauf in dieses ungeheure, allerdings wenig erforschte Grundwasserreservoir — in der Harzoder — ist im Herbst 1930 durch Räumungs- und Wegebauarbeiten eine Talsperre oberhalb Lauterberg und der Sperrluttermündung in Angriff genommen.

Diese Oder-Sperre ist bis 1933 zu vollenden. Die Baukosten

[1] Vgl. die Jahrgänge 1928 von: Bauingenieur Heft 16. Elektrotechnische Zeitschrift Heft 29. Wasser- u. Wegebauzeitschrift Heft 18 und 20. Wasserkraft u. Wasserwirtschaft Heft 24. Ferner Stadt u. Siedlung 1929 Heft 12. Wasserkraft u. Wasserwirtschaft 1930 Heft 22 bis 24.

sind zu 10,3 Mill. RM, für das Kraftwerk zu 1,7 Mill. RM veranschlagt. Das letztere soll sich durch Verkauf von 6 Mill. kW/h in den Monaten August bis April an die Preußen-Elektra selbständig verzinsen.

Am 14. 1. 31 wurde der Abschlußdamm der Arbeitsgemeinschaft für die Sösesperre: der Beton und Monieraktiengesellschaft Berlin und den Firmen Büscher und Mauvens unter 38 Angeboten zwischen 5 und 9 Mill. RM übertragen.

Das Einzugsgebiet beträgt einschließlich 12 km² des oberhalb liegenden „alten Oderteichs"[2] 50 km², wozu durch Hanggräben und Zubringer noch 25 km² treten. Nach 10jährigem Durchschnitt ist auf 70 Mill. m³ Abfluß des Gesamtgebietes zu rechnen. Der Beckeninhalt bei + 384 NN. Stau soll durch einen Erddamm von 50 m Höhe und 350 m Länge auf 32 Mill. m³ gebracht werden.

Die Kraftausbeute des Sperrengefälles — selbst unter Benutzung eines Tal-Zusatzgefälles bis zu einem Ausgleichbecken — ist verschwindend.

Die hervorgehobene, in erster Linie beabsichtigte landeskulturelle Bedeutung dürfte für das Odertal und noch viel mehr für das Ruhme- und Leine-Tal so lange illusorisch sein, als das Sperrenwasser nicht geschlossen auf etwa 30 km Länge über die Sickerstellen des Harzrandes hinweggeführt wird.

Die Schotterbetten der Südwestharzflüßchen als Abflußventile des Hochwassers, vor vollständiger Beherrschung des Abflusses durch Kulturdecken zu dichten und zu verstopfen, halte ich nicht für empfehlenswert.

Sösesperre

Aus diesem Grunde glaube ich nicht, daß „die Odersperre ein Äquivalent für die durch die Sösesperre dem Leinetal entzogenen Trink- und Brauchwassermengen sei".

Die jetzt fertiggestellte Sösesperre soll aus einem N.G. von 46 km² eine mittlere Jahresabflußmenge von 35 Mill. m³ (1906 bis 1917; Mindestmenge 1911 = 25 Mill. m³; Höchstmenge 1914 = 50 Mill. m³), in einem Becken von 25 Mill. m³ Inhalt ausgleichen. 4,5 Mill. m³ Hochwasserschutzraum 22 Mill. m³ Trinkwasserabgabe. Überschreitet der Bezug 17½ Mill. m³, so soll den Unterliegern der durch Kürzung der übrigen, vergleichmäßigten 14½ Mill. m³ „nachweislich entstehende Schaden" ersetzt werden[3].

Die Sösesperre ist in bezug auf die Wasserwirtschaft des Leinetals die einflußreichste, da sie diesem am nächsten, am westlichen Ende des Zechstein-Versickerungsgebiets liegt. Die Entfremdung des Sperrenwassers dürfte daher auf die Hochwassermilderung günstig, auf die Niedrigwasserspeisung ungünstig wirken.

Auf den Wasserverkauf aus der Sösesperre gründet sich nach einem ermittelten Selbstkostenpreis von nicht ganz 6 Pf/m³ bei Verkauf der Gesamtmenge in der Hauptsache die Rentabilität der Westharzsperren. Die Leitung bis zum Hochbehälter Kronsberg/Hannover würde eine Länge von 93 km und ein durch Druckverminderer und Zwischenbehälter gestaffeltes Gefälle von 177 m haben.

Dem Hauptabnehmer, der Stadt Hannover, ist ein irgendwie maßgebender Einfluß auf das Sperrenunternehmen von vornherein nicht eingeräumt. Die Stadt hat sich schon 1926 vorbehaltlich Preis, Zeit, Menge und Beschaffenheit der Wasserlieferung im Verhältnis zu ihrer eigenen Versorgung, ohne eine bindende Verpflichtung, nicht grundsätzlich abgeneigt gegen den Wasserbezug verhalten.

Die Erweiterung des Hannoverschen Grundwasserwerkes Berkhof-Elze versprach indessen gegenüber der zeitlich unsicheren Söselieferung die notwendige Deckung des Bedarfs zum Selbstkostenpreis von 11 Pf/m³ rechtzeitig. Das Angebot der Westharzsperren lautete im Verhältnis zu deren Selbstkosten sehr niedrig auf 16 Pf/m³.

Die behördlich unterstützten Umfragen der Westharzsperren über Wasserabsatz ermöglichen jetzt für jede Variante des Versorgungskreises genaue Kostenanschläge.

Probestrecken der Leitung von je 2mal 700 m Holzstabrohren aus deutscher und Oregonfichte (4,5atm), je 2mal 600 m Betonschleuderrohre zweier Systeme und 400 m Stahlrohre (60 bis 80 atm) sind hergestellt. (NB.: Höchster vorkommender Druck 13 atm, Gußrohre mit Rücksicht auf Dichtung 6 atm).

Das Ergebnis dieser Anschläge besteht vermutlich darin, daß das Harzvorland, insbesondere das Leinetal, dessen Oberflächenwasser verseucht und versalzen, dessen Untergrundwasser knapp und hart, als Teilabnehmer, ohne Hannover, trotz dringenden Bedarfs, den Wasserpreis nicht erschwingen kann.

Die Mittel, zu welchen man griff, um Hannover zu nötigen, den Rentabilitätsplan der Westharzsperren zu rechtfertigen, versagten bisher. Trotzdem beschloß der Provinziallandtag am 3. 5. 29 und das Westharzsperren-Kuratorium am 17. 12. 29, die Hannoversche Wasserleitung zu bauen.

Nachdem durch eine Studienfahrt des Hannoverschen Stadtmagistrats in das Ruhrgebiet festgestellt war, daß dort nicht ein einziger Krankheitsfall auf die Besiedlung der Sperrgebiete zurückgeführt werden konnte, wurde von einer Beseitigung der oberhalb Sösesperre gelegenen Dörfer Riefensbeck und Kamschlacken (Einwohnerzahl 250) abgesehen.

Dieselben erhielten betonierte Dunggruben und eine Kanalisation für Tages- und Abwasser mit einer Kläranlage, „deren gereinigtes Überlaufwasser unschädlich beseitigt wird". Das Söseufer ist innerhalb der Ortschaften in 10—15 m Breite durch einen Drahtzaun gegen Vieh abgesperrt.

Ein Vorbecken von 0,75 Mill. m³ Inhalt bei + 333 NN Stau, durch Erddamm mit Tonkern abgeschlossen, soll die gröbsten Verunreinigungen und Schwimmstoffe zurückhalten. Es beherrscht ¾ des ganzen Niederschlagsgebietes von 46 km².

Am Fuße des Hauptdammes treibt das der Sperre regelmäßig zu entnehmende Wasser von ¾ m³/s zunächst zwei Turbinen, um dann eine Schnellfilteranlage sowie eine Kalkhärtungsanlage zur Aufhöhung der vorhandenen Härte von 1 bis 1½° zu passieren. Für „Katastrophenfälle" dient eine Chlorisierungsanlage zur Abtötung der im Wasser enthaltenen „schädlichen" Keime.

Ende 1928 ist mit den Arbeiten an der Sösesperre begonnen. Der südliche Entnahmestollen wurde ganz, der nördliche (Einlauf 3 m höher) teilweise und das südliche Drittel der Kernmauer hergestellt.

Die beiden Betonstollen von annähernd kreisförmigen Querschnitt von je 6 m² haben als Söseablauf gedient. Sie sind in den Fels eingelassen, an der Wasserseite mit „Rippen"[4] versehen. 10 m von den Berg- und Dammböschungen freistehende Entnahmetürme geben Gelegenheit zur Bedienung von Notverschlüssen von der Wasserseite aus (Abb. 6).

Von der Kernmauer ab führt je ein eingepfropftes 1,25-m-Rohr auf Betonsockeln bis zum luftseitigen Entnahmebauwerk. Dasselbe wird dicht hinter der Kernmauer durch einen Verschlußschieber abgesperrt, der von Einsteigeschächten und dem Kontrollgang aus, auch von oben zugänglich ist.

---

[2] Der alte Oderteichdamm, 1720 für Bergbauzwecke erbaut (vgl. Ziegler, Tlspb. 1925, S. 167—171), schließt zwischen zwei Trockenmauern von Granitfindlingen einen 6 m starken Granitsandkern ein.

Die geäußerte Absicht, denselben durch Zementeinpressungen zwecks Ausbesserung und Aufhöhung von 20 auf 32 m Stau und von 1,67 auf 7,5 Mill. m³ Inhalt zu einem Tragkörper zu gestalten, dürfte sich kaum mit Erfolg verwirklichen lassen.

[3] Der Bezirksausschuß Hildesheim veröffentlicht unter 19. 8. 30 C I 813/1929 im Öffentlichen Anzeiger zu Clausthal vom 30. 8. 30 den Antrag der Harzwasserwerke Osterode mit Widerrufsfrist bis 20. 9. 30 auf Verleihung des Rechts, die Söse aufzustauen und zu speichern:

Vorbecken + 333 NN
Hauptsperre + 326,5 NN
Ausgleichbecken + 273 NN

17,23 Mill. m³ dürfen in geschlossener Leitung abgeleitet werden, daß der Söse 14,5 Mill. m³ verbleiben.

Die Ableitung soll an 300 Tagen 16 Stunden lang 750 s/l und 8 Stunden lang 100 s/l betragen. Von Mai bis Oktober soll wöchentlich eine Spülwelle von 4000 m³ abgelassen werden. Der Antrag ist vereint mit der gewerbepolizeilichen Genehmigung.

[4] Halsbänder in „geschüttetem Schotter", der vollständig durchtrankt ist, sind wenig wirksam.

Im Auslaufbauwerk teilt sich das Rohr in zwei regulierbare Stränge je nach Turbinen und Unterwasserausgleichbecken.

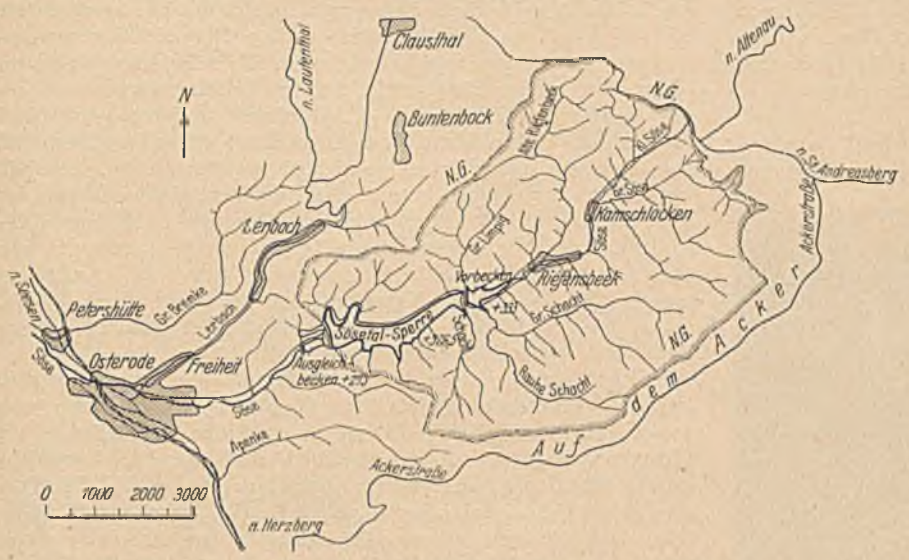


Abb. 1. Das Niederschlagsgebiet (NG) der Sösesperre.

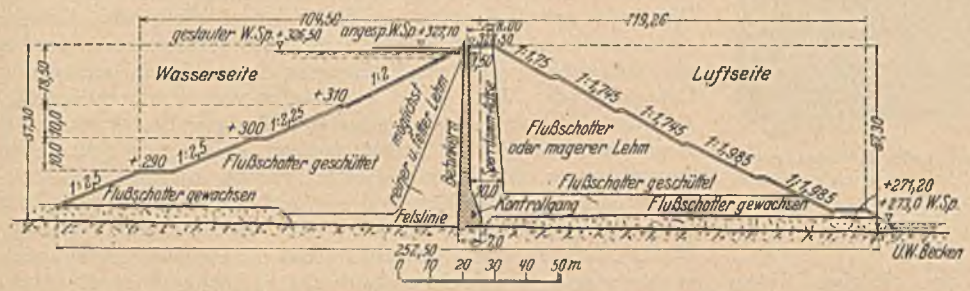


Abb. 2. Der Querschnitt des Dammes der Sösesperre.

Spiegel + 273 NN; I = 0,25 Mill. m³. In letzteren mündet mit Schußrinne im Gefälle 1 : 5,35 der 95 m lange linksseitige Randüberfall mit Kronenhöhe + 326 NN. Am bergseitigen Ende des Überfallkanals ist ein Spülschütz 1,5 × 3,5 m angeordnet. Der Überfall leistet bei 60 cm Lamellenhöhe 90 m³/s = 2 m³/s/km², im Höchstfalle 150 m³/s, das Fünffache der höchsten bekannten Hochwassermenge. Das Sösebett, unterhalb der Sperre vermutlich auch das Auslaufbauwerk des Ausgleichsbeckens sind dieser Menge nicht gewachsen.

Die in herzynischem Streichen von SW nach NO verlaufenden Grauwacken- und Tonschieferschichten schneiden schräg die annähernd ostwestliche Richtung des Sösetals, vgl. Abb. 1, an der Sperrstelle. Auf den Talhängen der Söse hat sich an Ort und Stelle Verwitterungslehm, festgehalten von Pflanzenwuchs und durchsetzt mit Humusschichten, gebildet. In der Talsohle sind die abgespülten und abgerutschten Trümmer der Hänge in wiederholtem Transport zu Geröllen abgeschliffen und zu mehr oder weniger reinen Lehm- und Kiesbänken von 3—5 m Mächtigkeit sortiert.

Die Vorbedingungen für die von mir schon 1906 vorgeschlagene Bauweise des Sösedammes, Abb. 2, — Felsuntergrund, um eine Kernmauer einzulassen, und geeignetes Dammschüttungsmaterial — waren also vorhanden.

Einen Überblick über die Baustelle gibt Abb. 3. Im Vordergrund sieht man den Zimmerplatz, links die Dammschüttung

Abb. 3.
Sösesperre am 25. IX. 1929. Übersicht der Baustelle.

Abb. 4. Sösesperre am 27. V. 1929. Der eingeschalte Kernmauer-Sockel mit der herausragenden Schalung des Kontrollganges.

mit Arbeitszügen und Einebnern. Die Kernmauer ist stufenweise eingeschalt, das Dunkle zur linken ist Lehmboden. Oben über der Kernmauer befinden sich Betonmisch- und Steinbrechanlage. Diese sieht man besser aus Abb. 4 mit dem danebenstehenden Eckturm des Kabelkrans. In der Mitte der Kernmauer ist die Schalung des Kontroll- und Entwässerungsganges erkennbar.

In Abb. 5 sieht man die Kernmauer weit aus der Schüttung herausragen und das Tal vollständig durchqueren.

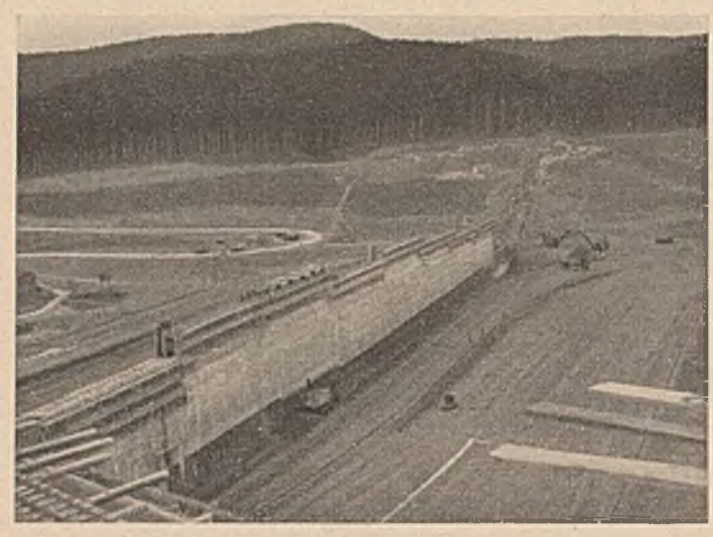


Abb. 5. Sösesperre am 26. IV. 1930. Ansicht der Kernmauer-Wasserseite vom linken Talhang aus. Teer-Anstrich, oben Verschalung. Im Baufeld 2 Rammen, ganz hinten 2 Bagger. Grenze der Lehmschüttung wasserseitig sichtbar.

Abb. 6 zeigt am Ende des Gerüstes den niedrigen linken Entnahmeturm der Wasserseite, sowie die Steinbestürzung derselben.

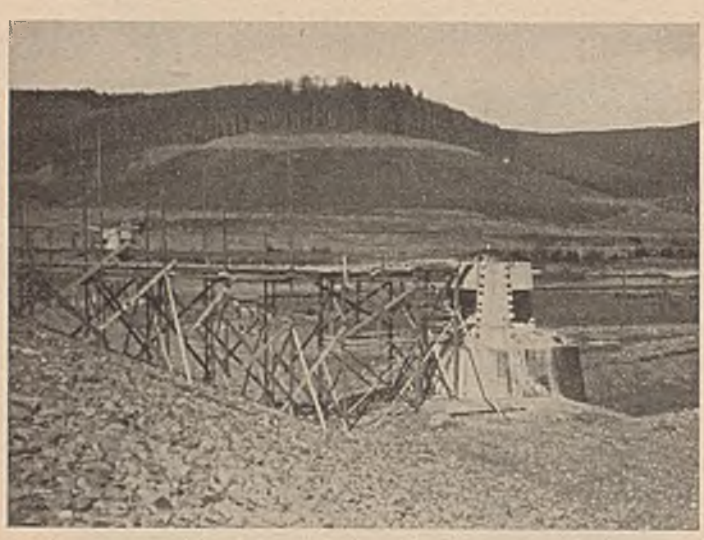


Abb. 6. Sösesperre am 26. IV. 1930. Blick talaufwärts auf den linksseitigen Durchlaß im Vordergrund, den rechtsseitigen im Hintergrund. Vorne der den wasserseitigen Dammfuß schützende Grobschotter.

Der Betonkern — die Dichtungswand, welche den ganzen Talquerschnitt von rund 500 m Kronenbreite, 200 m Sohlenbreite und 56 m Größthöhe innerhalb des Dammes einheitlich abschließt — besitzt wasserseitig eine nahezu senkrechte Querschnittsbegrenzung.

Die Kernmauer greift dort mit einem 1-m-Sporn bis zu 2 m unter die Felsoberfläche.

Die Kernstärke in Felshöhe beträgt 7 m und gewährt wenige Meter darüber einem luftseitigen Kontrollgang Platz. Von etwa 4 m Stärke 14 m oberhalb Felsen an zieht sich der Kernquerschnitt bis 1,5 m in der Kronenkante + 328,5 NN zu einer wasserseitigen Balustrade zusammen. 6 m über Felssohle, also in etwas über 200 m Länge zwischen den Talhängen gemessen, ist eine waagerechte Lagerfuge — „Wälzfuge" genannt — im Kern angeordnet. „Ihre Form und Ausbildung ist so gewählt, daß sich der obere Betonkörper (50 m hoch) sowohl drehen, wie auch waagerecht verschieben kann." Auf der Tektipix-Isolierung der Fuge liegen halbe Tonrohre zur Entwässerung nach dem Kontrollgang (dorthin führen in Abständen von 3—5 m auch von unten senkrechte Sohlendrainagerohre „zwecks Auftriebsmessung"). Die obere Kernwand ist weiterhin durch glatte, senkrechte, asphaltierte Fugen in Abständen von 25—30 m in für sich bewegliche Lamellen zerlegt.

Die Fugen erhalten „in der Gegend einer wasserseitigen, fetteren Vorsatzbetonschicht" als Dichtung eine Bleibohle von 20—30 cm Breite (Stärke?) und 50 m Höhe. Dieselbe ist in Bitumen verlegt und soll eine etwaige Verschiebung der Lamellenränder mitmachen, ohne selbst zerstört zu werden (!). Die Vorsatzbetonschicht ist nahtlos in 50 cm Stärke, bewehrt mit einem Rundeisennetz von 20 cm Quadratseite aus Rundeisen von 14 mm ⌀, der Wasserseite des Kerns vorgestampft. Sie ist ihrerseits noch torkretiert und mit einer wasserabhaltenden Bitumenschicht versehen. Es wird darauf gerechnet, daß die einzelnen Kernlamellen noch in sich reißen. „Diese Risse werden sich aber sofort nach ihrer Entstehung durch Einschlämmen von Lehm von der Wasserseite her wieder von selbst schließen."

Wenn die weitere Bemerkung, daß diese Bewegungen des Kerns sich noch Jahre lang fortsetzen, zutrifft, so geht schon daraus hervor, daß ganz abgesehen von wechselnder Austrocknung und Durchfeuchtung diese Art der Rißfugendichtung keinen Bestand haben dürfte.

Den senkrechten Kernfugen sind Einsteigeschächte luftseitig vorgelegt, um sie zu beobachten, Lotungen auszuführen, die waagerechten Bewegungen des Kerns im Betriebe festzustellen und anscheinend auch, die durch den Betonkern dringenden Wassermengen zusammenzufassen, zu messen und nach dem Kontrollgang abzuleiten".

Der Betonkern ist zwischen waagerechter Holzschalung mit senkrechten und darüber waagerechten verankerten Gurthölzern geschüttet und mit Preßluftstampfen verfestigt.

Zwischen zwei Böcken in 550 m Abstand war über der Kernkrone ein Kabel von 8 cm ⌀ zur Unterstützung eines Kranes aufgehängt. (4 Zugseile und 1 Tragseil für die letzteren). Der Kabelkran führte von einer Brech-, Sortier- und Mischanlage am linken Talhang aus stündlich 13 bis 26 Kübel je 1 m³ der Kernmauer zu (eine provisorische Mischanlage in halber Dammhöhe hat für die Einleitung des Baues gedient).

Im ganzen waren 70 000 m³ Beton erforderlich. Für die Mauer Mischung 1 : 8, für Torkret 1 : 3, für die 50 cm Vorsatzschicht Traßzementbeton 1 : 5. Bei trocknem Wetter waren 130 l/m³ an Wasserzusatz erforderlich.

Eine Kernmauer hat den Zweck, geschlossene Wasseradern dauernd in der Fuge zwischen Felsen und Dammasse, vorübergehend — bis zur Konsolidation des Dammes — auch in diesen, abzuschneiden. Die lebendige Kraft solchen Druckwassers würde die Substanz des Dammes vermindern, zu Umlagerungen, Verformungen und vermehrten Undichtigkeiten Veranlassung geben: Den Damm nicht zur Ruhe kommen lassen.

Da der Kern nur wenig eigene Standfähigkeit besitzt, so muß er:

1. So konstruiert sein, daß er geringe Bewegungen, ohne zu zerbrechen und undicht zu werden, erträgt.

2. Müssen Bewegungsübertragungen von der Dammasse aus durch möglichste Verdichtung derselben einerseits und durch Isolierung des Kerns von der Dammasse andererseits ausgeschlossen werden.

3. Das Isolierungsmaterial muß derartig beschaffen sein, daß es alle Hohlräume, wie auch immer entstanden, durch Nachfall schließt und eine beiderseitige gleichmäßige Druckwirkung und Einspannung auf den Kern begünstigt: Kohäsionsloses, reines, fest und dicht gelagertes, feines Steinmaterial.

4. Dieses Material muß beiderseits etwaiger Kernrisse Sickerungen aufnehmen, denselben Filterwiderstand entgegensetzen und das Sickerwasser ohne Materialverlagerung im Damm verteilen.

5. Die ganze Dammasse zwischen den Berghängen und den steilen Innenflächen filterartiger Fußdämme soll bei jeder Bewegung dichter zusammensacken und den Kern fester einschließen.

Eine allmähliche Porenverstopfung ist unter diesen Umständen kein Nachteil.

Die Kernbauweise und die Verteilung und Behandlung des Bodenmaterials an der Sösesperre entspricht obigen Bedingungen nicht.

Durch die sogenannte „Wälzfuge" hat man, allerdings nur auf 200 m, jeder möglichen Biegungsüberanstrengung des Kerns dadurch radikal vorgebeugt, daß man die steife Mauer waagerecht durchschnitt. (Fortsetzung folgt.)

DIE AUSFÜHRUNG DER DÜCKERANLAGE „GRAFENBERGER-BRÜCKE" IM ZUGE EINES HAUPTSAMMLERS DER STÄDTISCHEN KANALISATION IN DÜSSELDORF.

Von Dipl.-Ing. Schreier, Düsseldorf.

Übersicht: Die Gründe, die zur Errichtung des Dückerbauwerkes führten. — Die Anordnung und die Einrichtungen des Bauwerkes. — Die Bauausführung. — Besonderheiten in der Bauausführung im Hinblick auf die Lage der Baustelle zwischen Reichsbahngleisen. — Die Regelung der Vorflutverhältnisse während der Bauzeit.

Die Herstellung einer Kanal-Dückeranlage gehört bekanntermaßen nicht zu den alltäglichen Ereignissen im städt. Tiefbauwesen, denn man wird im Hinblick auf die Gefahr einer Kanalverschlammung Dückerungen innerhalb der Entwässerungsnetze nur dann vornehmen, wenn besondere Gründe dazu zwingen. Diese Gründe waren in unserem Falle durch Umbauten der Reichsbahn gegeben. Beim Ausbau der Strecke Köln—Dortmund für viergleisigen Betrieb zwecks Einführung des Schnellverkehrs zwischen Köln und dem Industriegebiet muß nach Möglichkeit jede niveaugleiche Kreuzung der Schnellverkehrsgleise vermieden werden. Innerhalb der Düsseldorfer Reichsbahnanlagen kreuzen jedoch die aus dem Güterbahnhof Derendorf nach den Vororten Gerresheim und Lierenfeld abgehenden Güterzugsgleise unter den heutigen Verhältnissen die Strecke Köln—Dortmund in gleicher Schienenhöhe. Diese Gleiskreuzung kann nach dem eben Gesagten in Zukunft nicht mehr bestehen bleiben. Die Güterzugsgleise müssen daher in einem Tunnel unter den zukünftigen Schnellverkehrsgleisen hinweggeführt werden. Die zur Tieferführung der Güterzugsgleise erforderliche Rampe stößt aber an der Grafenberger-Brücke auf den dort 1,75 m unter dem Bahnkörper liegenden Hauptsammelkanal der städt. Kanalisation. Der Kanal, der, wenn in seiner ursprünglichen Lage belassen, das Bahnprofil durchschneiden würde, muß daher unter dem Bahneinschnitt hinweggeführt, mit anderen Worten, gedückert werden.

Der Hauptsammler hat die Form eines Eiprofils von 2 m Höhe und 1,33 m Breite und dient der Entwässerung größerer Teile der Stadtgebiete Flingern und Grafenberg. Die Entwässerung erfolgt nach dem Mischsystem. Der Kanal führt demnach neben den Hausabwässern, dem sogenannten Schmutzwasser, auch Regenwasser ab. Dies hat starke Kanal-Abflußmengenschwankungen zur Folge, auf die bei der Anordnung des Bauwerkes Rücksicht zu nehmen war. Das Gegebene ist in diesem Falle die Unterteilung des Dückers in mehrere, durch Wehrschwellen voneinander getrennte Dückerrohre, um trotz wechselnder Kanalfüllungshöhen ständig eine möglichst große, zur Selbstreinigung ausreichende Geschwindigkeit zu erzielen. Der Dücker „Grafenberger-Brücke" ist daher in zwei Dückerrohre unterteilt, in ein Stahlrohr von 0,425 m Durchmesser, dem Trockenwetter- oder Schmutzwasserabfluß dienend, und in ein 1,40 m im Lichten weites Regenrohr, vom Schmutzwasserrohr durch eine 0,50 m hohe Wehrschwelle getrennt. (Siehe Längenschnitte A-B-C-D und I-K-L-M.) Es wird demnach erst dann eine Entlastung durch das Regenrohr eintreten, wenn das Schmutzwasserrohr bereits um 7,5 cm überstaut ist. Durch diesen Aufstau kann die Geschwindigkeit im Schmutzwasserrohr auf 1,5 m/sec gesteigert werden, eine Geschwindigkeit, die ausreicht, auch Schmutzstoffablagerungen, die sich u. U. bei geringerer Kanalfüllung gebildet haben, wieder zu beseitigen. Im übrigen stellt das Schmutzwasserrohr, wie aus dem beigegebenen Längenschnitt A-B-C-D bzw. dem Querschnitt R-S ersichtlich ist, einen unvollkommenen Dücker dar; d. h. die Rohrsohle beschreibt zwischen Dücker-Ein- und -Auslauf eine Gerade. Es wurde daher möglich, den unteren Teil des vorhandenen Kanals als Rohrummantelung bestehen zu lassen, so daß nur die Decke über dem Rohr neu errichtet werden mußte.

Im Gegensatz zum Schmutzwasserrohr ist das Regenrohr vollkommen gedückert. Um Reibungsverluste und damit eine Herabsetzung der Geschwindigkeit zu vermeiden, ist sowohl der abfallende als auch der aufsteigende Schenkel des Rohres in schmiegsamen Kurven geführt. Zur Entwicklung dieser Kurven war jedoch eine gewisse Länge erforderlich, die nur dadurch gewonnen werden konnte, daß man mit dem Regenrohr vom Schmutzwasserrohr abrückte. Der Achsabstand der beiden Rohre untereinander beträgt daher 5 m. (Siehe Grundriß.) Durch die seitliche Ausbiegung werden natürlich die Reibungswiderstände unnötig vergrößert und es wird damit gleichzeitig eine Geschwindigkeitsverminderung hervorgerufen, die bei einer, im Grundriß gesehen, geraden Führung des Dückerrohres nicht eintreten würde. Hätte man aber das Regenrohr gerade geführt, so hätte man entweder die Dückerhäupter vom Bahneinschnitt abrücken, oder man hätte Ober- und Unterhaupt entsprechend vergrößern müssen. Die Lösungen in diesem Sinne wären mit wesentlichen Mehrkosten verbunden gewesen. Abgesehen von der Erhöhung des Materialverbrauches hätte die Ausführung in dieser Art die Unterfangung weiterer Reichsbahngleise östlich des

Lageplan
Maßstab 1:1500

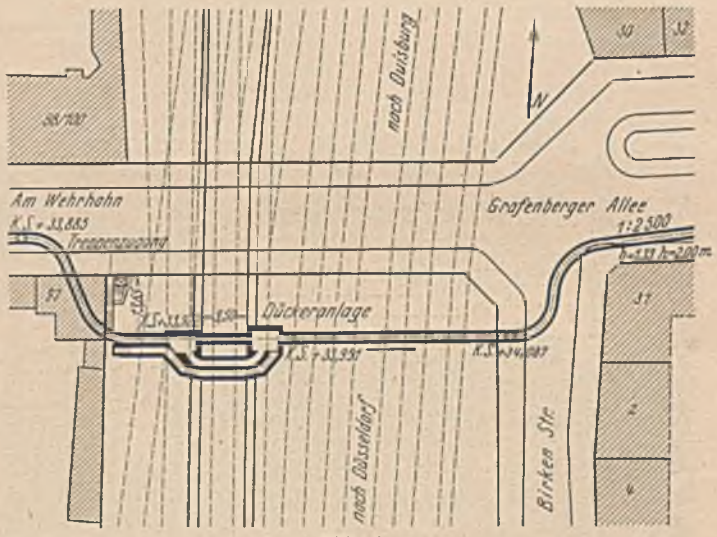


Abb. 1.

Bahneinschnittes zur Folge gehabt. Da es sich bei diesen Gleisen aber um Schnellzugsgleise handelt, wird nunmehr verständlich sein, daß man unter Würdigung der Umstände das Regenrohr schließlich nach der Seite führte und zum Ausgleich gegen die dadurch geschaffenen größeren Reibungswiderstände einen höheren Aufstau im Oberhaupt zuließ. Die nunmehr vorliegenden Betriebsergebnisse haben Schwierigkeiten, die sich aus der seitlichen Führung des Rohres ableiten ließen, nicht ergeben.

getrennt. An den Dücker-Ein- und -Ausläufen sind Dammbalkenschlitze vorgesehen, um im Bedarfsfalle die Rohre getrennt voneinander außer Betrieb setzen und reinigen zu können. Die Dammbalkenverschlüsse, aus karboliniertem Fichtenholz gefertigt, sind in den Dückerhäuptern selbst in sog. Dammbalkennischen untergebracht und sind gegen Abschwemmen bei steigendem Kanalwasser durch Kettenverschlüsse gesichert. An weiteren Vorrichtungen im Innern der Dückerhäupter sind zu er-

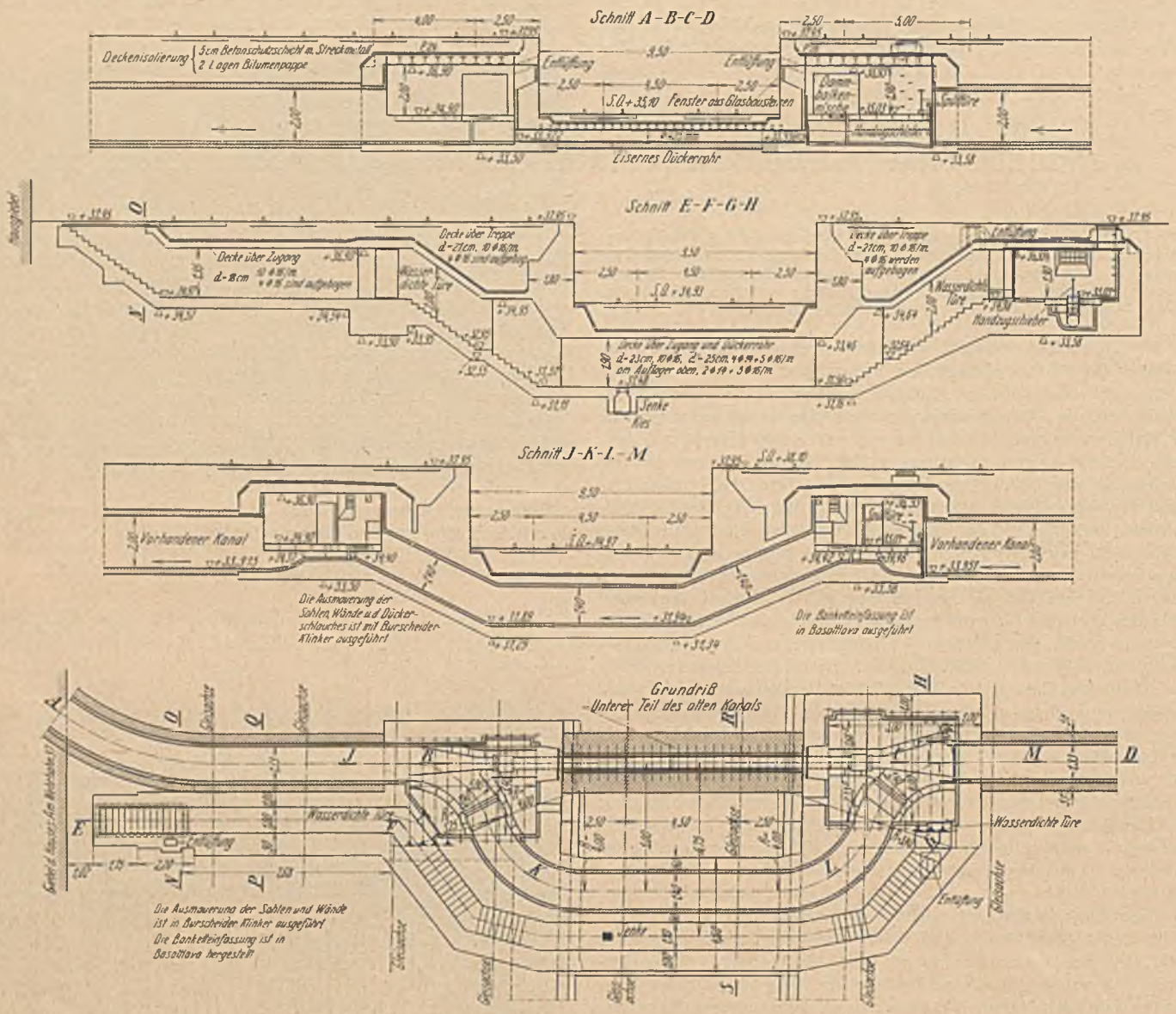


Abb. 2a. Grundriß und Längenschnitte i. M. 1:250.

Die Verteilung der ankommenden Abwassermengen auf die beiden Dückerrohre geschieht im Oberhaupt, der Zusammenfluß am Auslauf der Rohre wird im Unterhaupt geregelt. Die Dückerhäupter haben eine Flächenausdehnung von rd. 20 m² und sind 1,90 bzw. 2 m hoch; sie können also zur Vornahme von Reinigungen und Reparaturen aufrecht gehend betreten werden. (Siehe Grundriß und Schnitt A-B-C-D.) Von außen sind die Dückerhäupter durch einen Treppenzugang zu erreichen. Im Hinblick auf die Lage des Bauwerkes inmitten der Reichsbahngleise ist der Treppenzugang zum Oberhaupt, neben dem Regenrohr, unter dem Bahneinschnitt mit durchgeführt. (Siehe Schnitt E-F-G-H.) Es ist dadurch vermieden, daß zum Zwecke der Reinigung des Oberhauptes und zur Herbeischaffung der Reinigungsgeräte die Gleisanlagen überschritten werden müssen. Der Treppenzugang ist gegen eine Überschwemmung durch Kanalwasser vom Ober- und Unterhaupt durch je eine wasserdicht verschließbare Türe

wähnen: Eine Spültüre im Oberhaupt, die einen Aufstau des Kanalinhaltes bis zu 1 m über Kanalsohle zuläßt, ein Handzugschieber vor dem kleinen Dückerrohr der ebenfalls Spülzwecken dient, sowie die Einfassung der Schmutzwasserrinnen durch Sicherheitsgeländer, um die Gefahr eines evtl. Ausgleitens und Abrutschens in die Dückerrohre auszuschließen. Durch den hier besonders gelagerten Fall konnten ferner die dem Bahneinschnitt zugekehrten Dückerwände mit wasserdicht schließenden, 1 m auf 0,40 m großen Fenstern aus Glasbausteinen versehen werden. Neben dieser Einrichtung ist aber in allen Räumen, einschl. der Treppenzugänge elektrische Beleuchtung durch explosionssichere Kanalleuchten gegeben. Die Stromzufuhr bewirken wasserdichte Kabelleitungen. In den Dückerhäuptern hängen Kanallampen neuester Konstruktion der AEG., die, falls sie vom ansteigenden Kanalwasser überflutet werden sollten, erlöschen und den Strom selbsttätig ausschalten. Es wird dadurch der Übertritt des

Stromes in das Kanalwasser unterbunden, um etwa in der Nähe arbeitende Betriebsmannschaften vor elektrischen Schlägen zu schützen. Zur Inbetriebnahme tragbarer Pumpen sind außerdem an passenden Stellen einige Kraftstrom-Steckkontakte angebracht. Schließlich wird zu Spülzwecken die Dückeranlage durch einen 65 mm weiten Anschluß an das städt. Wasserversorgungsnetz mit Frischwasser versehen. Daneben sorgen hinreichende Luftschächte für ständige Frischluftzufuhr.

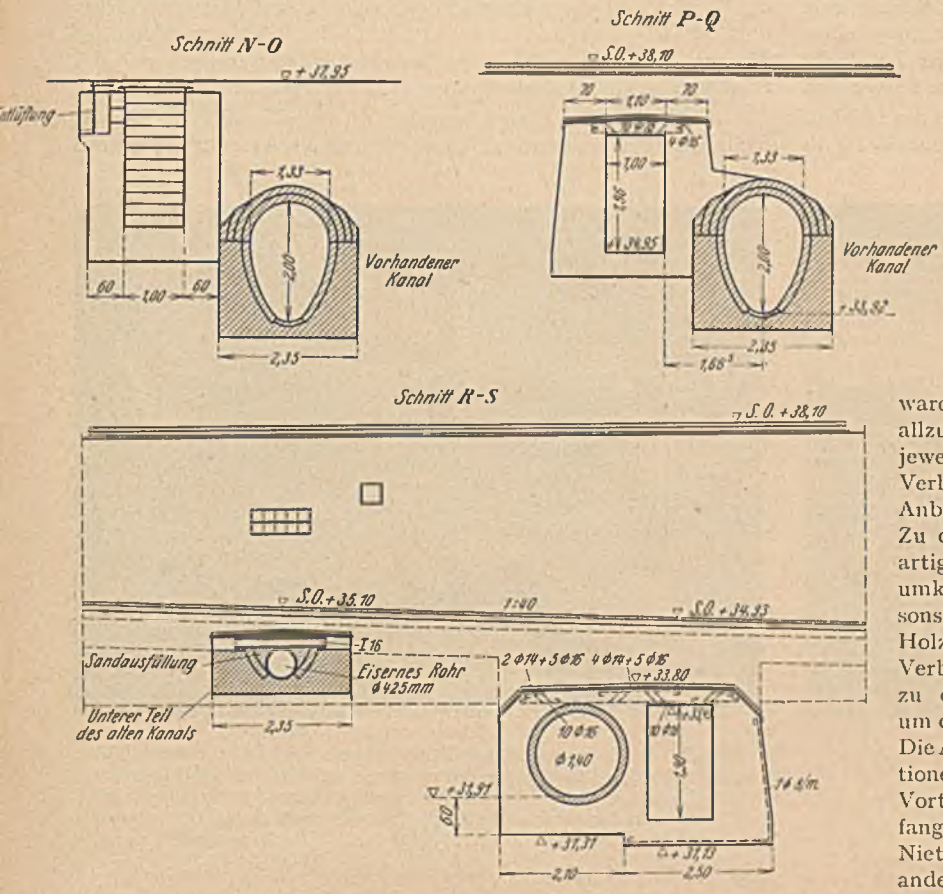


Abb. 2b. Querschnitte i. M. 1 : 125.

Nach Betrachtung der Anlage im allgemeinen soll nunmehr im folgenden über den Bau des Dückers berichtet werden. Die Art der Bauausführung war bestimmt durch die Lage der Baustelle inmitten der Reichsbahngleise. Die Bau- und Betriebsstoffe konnten daher nur auf dem Schienenwege an die Verwendungsstelle herangebracht werden. Auf demselben Wege war der verdrängte Boden abzufahren. Die Bodenbeschaffenheit ließ den Aushub mittels Greifbaggers zu. Nur unter den Gleisen mußte der Boden des Bahnverkehrs wegen von Hand ausgeschachtet werden. Man begann mit dem Aushub an der Stelle des heutigen Bahneinschnittes, der z. Zt. der Bauausführung des Dückers noch nicht bestanden hatte, und löste erst nach Beendigung der Ausschachtung an dieser Stelle, die seitlichen Bodenmassen. Ehe jedoch die seitliche Ausschachtung in Angriff genommen werden konnte waren 4 Reichsbahngleise zu unterfangen; östlich des Einschnittes 3 Rangier- und Abstellgleise und westlich vom Einschnitt ein durchgehendes Güterzugsgleis. Die Unterfangungen waren auf Spannweiten von 7,50 m, 11,50 m und 13 m durchzuführen. Es bedarf einschaltend der Erwähnung, daß die in die beigefügten Pläne eingezeichneten Gleise zu beiden Seiten des Bahneinschnittes in einem Abstand von 2,50 m von Stützmauervorderkante, die in ihrer ganzen Breite über den Dückerhäuptern verlaufen, z. Zt. der Bauausführung noch nicht verlegt waren. Die Hauptschwierigkeit bestand darin, die Art der Unterfangungen mit Hilfe von direkt unter den Schienen verlaufenden Längsträgern aus Peine- bzw. Differdinger-Profilen so zu wählen, daß zur Einbringung der Decken über den Dückerhäuptern die hierzu notwendige Konstruktionshöhe noch freiblieb. Bei der bereits erwähnten Spannweite von 13 m des zweiten, östlich vom Bahneinschnitt gelegenen Gleises war dies nicht mehr zu erreichen. Durch Unterteilung der Gesamtlänge in zwei Felder mit dazwischenliegender Mittelstütze war jedoch auch hier die Durchführungsmöglichkeit gegeben. Die Ausführung der Mittelstütze stieß auf keinerlei Schwierigkeiten, denn es konnte zu diesem Zwecke ein Teil der südlichen Längswand des Unterhauptes zusammen mit dem entsprechenden Ausschnitt des Treppenzuganges herangezogen werden. Es erfolgte zuerst eine Unterfangung auf 4,50 m Spannweite zur Herstellung des Mittelpfeilers. Nach dessen Ausführung — der Pfeiler konnte seine spätere Funktion als Bauwerksteil ohne wesentliche Umänderungen übernehmen — wurde die 4,50 m weite Unterfangung wieder ausgebaut, um in ein und demselben Arbeitsgang die Unterfangungsträger für die 6 und 7 m weiten Felder zu beiden Seiten der Stütze einzubringen. Bei der Ausführung der Unterfangungen der übrigen 3 Gleise standen dann besondere Schwierigkeiten oder Hindernisse nicht mehr im Wege. Art und Konstruktion der Unterfangungen waren bei allen Gleisen gleichmäßig durchgebildet. Um allzu große Profilhöhen zu vermeiden, waren die Träger jeweils zu je zwei unter einer Schiene gekuppelt. Die Verbindung der Träger untereinander wurde ohne Anbohren der Stege und Flanschen vorgenommen. Zu diesem Zwecke wurden auf die Eisenbolzen klauenartige Konstruktionen, die die Trägerflanschen fest umklammert hielten, aufgeschraubt. Auch von dem sonst üblichen Einlassen der Träger in die aufgelegten Holzschwellen wurde Abstand genommen. Um eine feste Verbindung zwischen Gleis und Unterfangungsträger zu erzielen, wurde jede dritte Schwelle mittels ganz um die Unterfangungsträger greifender Bügel verankert. Die Art der hier vorgenommenen Unterfangungskonstruktionen hat sich bestens bewährt und hat außerdem die Vorteile gezeigt, daß einerseits der Wert der Unterfangungsträger durch den Wegfall jeglicher Bohr- und Nietlöcher in keiner Weise herabgesetzt wurde, und daß andererseits beim Einbringen der Unterfangungskonstruktionen in Anbetracht der fehlenden, aufeinander abzupassenden Bohrstellen kleine Verschiebungen in den Trägerlagen den Fertigstellungstermin nicht beeinträchtigen konnten. Im Gegenteil, die gerade bei diesen Arbeiten so sehr erwünschte Beschleunigung der

Abb. 3.
Blick in die ausgeschachtete und abgesteifte Baugrube zu Beginn der Betonierungsarbeiten.

Einbringung konnte durch die Art dieser Ausführung noch wesentlich gefördert werden.

So kam es, daß der Fortgang der Ausschachtung durch den Einbau der Unterfangungen keine Verzögerung erlitt. Nachdem alle vier Gleise abgestützt waren, wurde der restliche Boden ausgehoben und gleichzeitig die Baugrube in senkrechtem Verbau abgesteift. Beim Einbringen des Verbaues brachte die unregelmäßige Gestalt der Baugrube und die Rücksichtnahme auf die Gleisunterfangungen da und dort große Schwierigkeiten mit sich. Außerdem war beim Betonieren zur Gewinnung eines größeren Arbeitsraumes innerhalb der ausgesteiften Baugrube der teilweise Umbau in eine Art Rammträgerverbau notwendig.

Nach Beendigung dieser Umbauten konnte dann der Rohbau ohne Unterbrechung erstehen. Das gesamte Bauwerk ist in Beton bzw. Eisenbeton hergestellt. Neben dem Beton ist mit Rücksicht auf die höheren Kosten Mauerwerk nur an denjenigen Stellen zur Anwendung gekommen wo die vom Kanalwasser bespülten Flächen zum Schutze gegen aggressive Abwässer mit einer halbsteinstarken Klinkerverblendung versehen werden mußten. Hierunter fallen sämtliche Sohlen, die Innenwände des Ober- und Unterhauptes, sowie die Auskleidung des Regenrohres. Die Betoninnenwände des letzteren wurden außerdem vor Einbringung der Verblendung mit einem wasserdichten Tricosalputz versehen. Sämtliche Betonaußenwände des Bauwerkes sind rauh geputzt und mit einem Betonschutzmittel gestrichen. Die Innenwände des Treppenzuganges sind mit Feinputz beworfen. Die Decken des Ober- und Unterhauptes sind zwischen Peineträger gespannte Betonkonstruktionen. Die Träger, nach Reichsbahnvorschrift für den Lastenzug N berechnet, sind zur Erzielung der Gleitlagerwirkung auf Kranbahnschienen gelagert. Die Deckenaufsichten sind zur besseren Ableitung des Niederschlagswassers mit Gefälle nach zwei Seiten versehen und glatt geputzt. Außerdem ist zur Isolierung eine doppelte Bitumengewebelage aufgebracht. Dieses Bitumengewebe ist vor Beschädigung durch eine 5 cm starke Betonschicht mit Streckmetalleinlage gesichert. Die Abdeckung über dem Schmutzwasserrohr ist in ähnlicher Konstruktion durchgeführt. Der Treppenzugang hingegen ist durch eine Eisenbetondecke geschützt. Die Ausklinkerung des Ober- und Unterhauptes, insbesondere die Ausmauerung der Mulden, war eine Aufgabe, die in einwandfreier Weise nur von Spezialfacharbeitern gelöst werden konnte. Unabhängig von den Innenarbeiten, wie Herstellung des Putzes und der Ausmauerung, sowie Installation der Licht- und Wasserversorgungsanlagen, konnte das Wiederverfüllen der Baugruben, Herausnehmen der Baugrubenaussteifungen und der Ausbau der Gleisunterfangungen vor sich gehen.

Die Vorflut des Hauptsammlers durfte während der Bauzeit nicht unterbunden werden. Es war jedoch ein Aufstau des Kanals bis zur Scheitelhöhe zugelassen. Man entschloß sich daher, diejenigen Bauteile der Anlage, die unabhängig vom bestehenden Kanal ausgeführt werden konnten, wie Treppenzugang und Regenrohr, zuerst in Angriff zu nehmen und erst bei weiterem Fortschreiten des Baues den Kanal durch Einsetzen einer Stirnwand im Oberhaupt innerhalb der Baustelle abzusperren. Dadurch wurde ein Aufstau im Kanal hervorgerufen, der jedoch bereits bei 42 cm Höhe über Kanalsohle einen nach dem nächstgelegenen Hauptsammler, einige Hundert Meter südlich der Grafenberger-Brücke, führenden Verbindungskanal überstaute und dadurch die Umleitung des Kanalwassers ermöglichte. Auf diese Weise war ohne Gefährdung der Hausanschlußleitungen infolge Rückstaues die Außerbetriebnahme des Hauptsammlers im Baustellenbereich möglich. Nach Fertigstellung der Dückerrohre und Dückerhäupter konnte dann die Stirn im Oberhaupt wieder entfernt und somit die frühere Vorflut wieder hergestellt werden.

Die Gesamtbauzeit betrug 2½ Monate. Die Ausführung des Bauwerkes war der Firma Heinrich Redemann, Düsseldorf, übertragen.

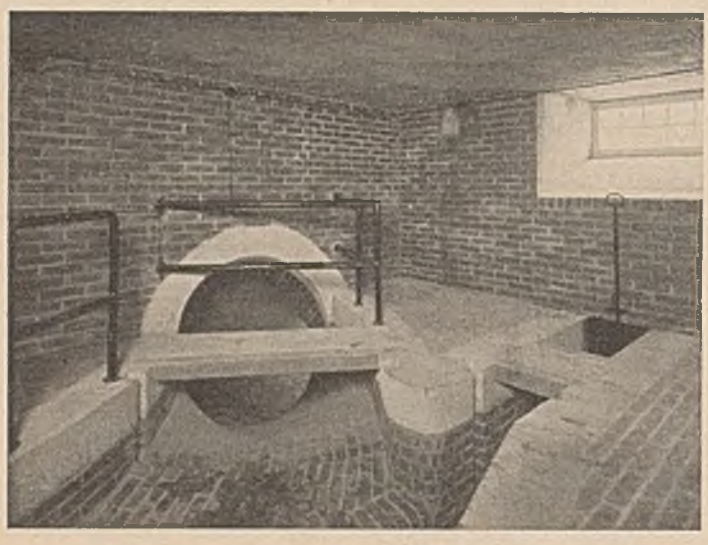


Abb. 4.
Blick in das fertiggestellte Dücker-Oberhaupt.
Rechts im Bilde der Einlauf zum Schmutzwasserrohr — durch Handzugschieber verschließbar.
Links der Einlauf zum Regenrohr.

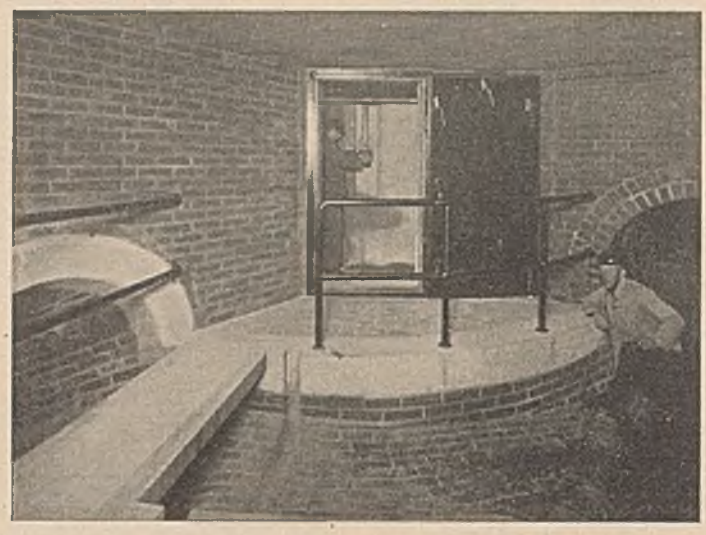


Abb. 5. Blick vom Dücker-Unterhaupt durch die wasserdicht verschließbare Türe in den Treppenzugang. Rechts im Bilde der vom Unterhaupt abgehende Hauptsammelkanal (nur teilweise zu sehen), links der Auslauf des Regenrohres (ebenfalls nur teilweise zu sehen), im Hintergrund ein Hydrant zur Frischwasserzuführung.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erfahrungen im Talsperrenbetrieb.

Die Zeitschrift „Das Gas- und Wasserfach" bringt im Heft 48 Jahrg. 1930 den Abdruck eines Vortrages von Lemberg über die Erfahrungen im Talsperrenbetrieb, insbesondere über Erfahrungen, die innerhalb der letzten 20 Jahre mit der der Trinkwasserversorgung der Stadt Plauen (Vgtl.) dienenden Geigenbachtalsperre (42 m hoch und 275 m lang aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel) gemacht wurden.

Da es sich hier um Beobachtungen handelt, welche sich über eine verhältnismäßig lange Zeitperiode erstrecken und mit großer Sorgfalt zusammengestellt wurden, war es möglich, gewisse regelmäßig wiederkehrende Erscheinungen zu erkennen und auf ihre Ursachen zurückzuführen. So ergab sich z. B. bezgl. der Bewegung der Staumauer, daß diese in der Hauptsache von dem durch die Jahreszeiten bedingten Wechsel von Wärme und Kälte und nur zum kleineren Teile vom Wasserstande abhängig ist; die größte Durchbiegung wurde mit 7,7 mm festgestellt. Der größten Wärme und der größten Kälte folgen fast immer mit zweimonatigem Abstande die geringste und die größte Durchbiegung der Mauer.

Wie es meist bei Bruchsteinmauern der Fall ist, befindet sich auch an der Geigenbachtalsperre ein besonderer Dichtungsvorsatzbeton von 0,85 m mittlerer Stärke. Hinter dem Dichtungsschild liegen hier in Abständen von 60 cm von oben bis unten durchlaufende Nuten, um das Sickerwasser abzufangen. Im Gegensatz zu sonst gemachten Beobachtungen hat sich das anfallende Sickerwasser im wesentlichen auf gleicher Höhe gehalten; im Maximum wurden 3,4 l/s gemessen. Eine auf Verlangen der Bauaufsichtsbehörde außerdem noch angeordnete Entwässerung der Mauer durch Drainrohre von 20 cm Durchmesser in Abständen von 1 ½ bis 2 m etwa 20 cm hinter dem Dichtungsschilde hat sich als überflüssig erwiesen, da aus der Sammelleitung bis heute noch kein Wasser zum Abfluß gekommen ist. Man möge sich daher hüten, zuviel des Guten zu tun.

Obwohl drei Entnahmevorrichtungen vorgesehen waren, wurde das Wasser durchweg der unteren Entnahmestelle, 29 m unter Vollwasserspiegel entnommen. Die Wärme des Wassers an dieser Stelle schwankte zwischen einem Minimum von 1,7° im Winter und einem Maximum von 16,5° im Sommer; es verdient beachtet zu werden, daß dieser letztere sehr hohe Wert bei einem Wasserstand von immerhin noch 17,5 m über der Entnahmestelle erreicht wurde. Im allgemeinen lagen die Höchstwerte erheblich unter 16°. Für die Jahresmittelwerte ergab sich ein Kleinstwert von 4,7° und ein Höchstwert von 7,6° C; der durchschnittliche Jahresmittelwert von 19 Betriebsjahren betrug 6,2° C. Trotz der beträchtlichen Tiefe des Talsperrenbeckens konnte festgestellt werden, daß die Temperatur in der Nähe der Beckensohle nicht bei 4° C stehen bleibt, sondern daß eine Wärmeabgabe der tieferen an die darübergelagerten Schichten stattfindet, vergl. auch den genannten Minimumwert von 1,7° im Winter. Bezüglich der Wärmeleitung wurde beobachtet, daß der höchste Wärmegrad an der unteren Entnahmestelle dem etwa 2 m unter Wasserspiegel gemessenen in 1- bis 4 monatlichem Abstande folgt.

Bei der Geigenbachtalsperre wurde die Beckensohle seinerzeit unter einem Kostenaufwand von 240 000 RM von Humus befreit. Dieser Aufwand hat sich in hohem Maße rentiert. Vergleiche mit einem benachbarten Wasserwerk, bei welchem auf die Räumung der Beckensohle verzichtet wurde, haben gezeigt, daß der Mehraufwand, den die letztere verursacht, reichlich durch die Vorteile aufgewogen wird, die dadurch bei der Veredelung des Wassers erzielt werden. Der Gehalt des Rohwassers an organischer Substanz, an Mangan, an freier Kohlensäure, sowie die Färbung des Wassers, Geruch und Geschmack hängen wesentlich mit der Räumung oder Nichträumung des Beckens zusammen. Dr. F. Tölke.

Die abgestrebte Gewölbesperre.

Von Dipl.-Ing. E. Groh, Regierungsbaumeister a. D., Dresden.

Die beste Form zur Übertragung wagerechter Wasserdrücke auf die Sohle ist die abgestrebte Wand. Eine solche ist in dem Vorschlag für die Gewölbesperre, wie sie Abb. 1 u. 2 zeigen, vorgesehen. Es ist ein Verbundbau von Mauer- und Erddamm. Dieser nimmt als Strebe einen Teil des Wasserdruckes auf. Weiter bietet er einen vorzüglichen Schutz gegen das Abrutschen der Mauer. Eine reine Mauer widersteht dagegen nur in der Gründungsfuge.

Der Damm dient als Rüstung für den Bau der Gewölbe. Er wird mit den Widerlagern gleichzeitig hochgeführt, ersetzt dadurch Fördergerüste und dient als Lagerplatz für die Baustoffe. Er spannt besonders das wasserseitige Widerlager fest ein und liefert gegebenenfalls die Füllstoffe gegen das Unterspülen der Gründung durch Druckwasser. Der Bruch fast aller Talsperren wurde durch Zerstörung der Gründung eingeleitet. Gefährdete Schwergewichtsmauern hat man durch Anschütten eines luftseitigen Dammes gesichert; so die Mauer bei Mutha in Indien, bei der Strebepfeiler versagt hatten.

Das wasserseitige Widerlager schützt den Damm vor dem Durchweichen. Zu seinem Aufbau können deshalb durchlässige, rollige Massen verwendet werden. Sie finden sich fast immer in Gebirgstälern vor.

Das wasserseitige Widerlager muß sich der Strebenwirkung wegen auf den Damm stützen können. Das ermöglicht meines Erachtens die Elastizität des hohen und schlanken Gewölbes (Modellversuche). Bei Zweifeln legt man die Gelenkfugen F ein. Der Innendamm ist durch Einsteigeschächte und Beobachtungsbrunnen prüfbar.

Als Nachteil könnte die Umschüttung der Widerlager aufgefaßt werden. Sie sind der Sicht entzogen. In Hinsicht auf die Gründungsfuge halte ich es für unbedenklich. Von deren Unversehrtheit

Abb. 1.

hängt die Sicherheit der massiven Sperren überhaupt ab. Diese Gründungsfuge ist aber bei allen Systemen dauernd der Sicht entzogen.

Im wichtigsten Bauteil, dem wasserseitigen Widerlager, ist durch Ausnutzung des Strebenwiderstandes jede Biegung vermieden worden. Bei der Gewichtstaumauer, einem Kragträger, muß man sie durch schwere und teuere Mauermassen ersticken. Wie Untersuchungen gezeigt haben, wird das wasserseitige Widerlager durch Gewölbedruck, Eigengewicht und Wasserdruck axial beansprucht. Im gefährlichsten Belastungszustand, bei voller Sperre, wirken die angreifenden Kräfte auf ein Schließen der Fugen hin.

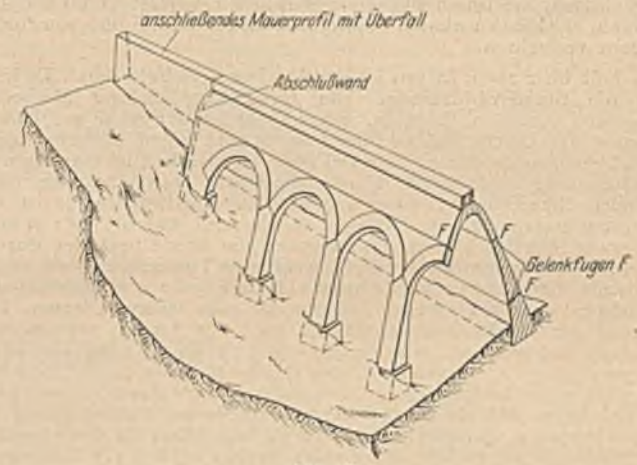


Abb. 2.

Die Sperre ist unempfindlich gegen einen etwaigen Unterdruck. Eigengewicht + Gewölbedruck + Erdauflast + Wasserdruck sind bedeutend größer als der volle Unterdruck auf die Gründungsfuge.

Eiseneinlagen sind nicht erforderlich. Der Sicherheit halber könnten solche im oberen Gewölbe vorgesehen werden.

Die luftseitigen Böschungsgewölbe werden bei jeder Belastung symmetrisch beansprucht. Das ermöglicht gute Baustoffausnutzung. Sie können höher beansprucht werden, da sie im Trockenen liegen, Frostwirkungen des Wassers also ausgeschlossen sind.

Wärmewirkungen in der Längsachse können durch zwei Fugen an den Abschlußwänden (Abb. 2) aufgenommen werden, solche senkrecht zur Achse werden durch die Fugen F unschädlich gemacht. Im übrigen ist ein Ausgleich auch ohne die Fugen F durch die schlanke Form des Gewölbes möglich.

Ein Kostenüberschlag der Gewölbesperre weist im Vergleich zu einer Gewichtstaumauer bedeutende Ersparnisse auf.

Hochwasserfragen in U. S. A.

Brigadier General T. H. Jackson, Präsident der Mississippi-Strom-Kommission, veröffentlichte in Eng. News-Rec. vom 8., 15., 22. Januar 1931 eine sehr ausführliche Abhandlung über seine jahrelangen Erfahrungen betr. Hochwasserbeobachtung und -schutz, mit besonderer Bezugnahme auf das Mississippigebiet. Ihm untersteht die Durchführung von Bauten für 350 Millionen $ und von Beobachtungen für 12 Millionen $, welche Arbeiten von Hunderten von

Ingenieuren des Corps of Engineers der amerikanischen Armee durchgeführt werden und zur Heranbildung von ausgesprochenen Hochwasserspezialisten führen. Die Untersuchungen haben so umfassend und gründlich bisher nicht ihresgleichen auf der Welt und gestatten der amerikanischen Ingenieurwissenschaft die Sammlung und Auswertung von Erfahrungen, die ihr sicher auch in anderen Ländern neue Aufgaben erschließen werden.

Grundsätzlich ist zu unterscheiden, ob es sich um einen Alluvial-Strom oder einen Nichtalluvial-Strom handelt. Während dieser sein Fluß- und Hochwasserbett bei beiderseits ansteigender Talsohle selbst ausgewaschen hat und selbst alle Hochwassermengen sofort abführt, ohne daß ein eigentliches Problem deshalb besteht, hat der Alluvialstrom sein Tal aus den von ihm mitgeführten Bodenmassen aufgebaut und überragt mit seinen Ufern die angrenzenden, oft in Breite von vielen Kilometern tiefer liegenden Talgebiete, welchen bei Hochwasser Überschwemmung droht; denn gewöhnlich können die Wassermassen nicht innerhalb der Ufer abgeführt werden. Z. B. faßt das Bett des Mississippi bei Vicksburg mit 28 300 m³/s nur ½ eines einfachen, d. i. ⅓ eines großen Hochwassers; beim Sacramento ist das entsprechende Verhältnis 1 : 10. Die überschüssigen Wasser fließen seitlich in den sogen. „Bassins" parallel zum Flußbett ab und stoßen erst weiter unten wieder zu ihm oder auch zu einem anderen Stromlauf. Da die Häufigkeit und die Dauer der Hochwasser bestimmend sind für die allgemeine Kapazität des Flußbettes, verbietet es sich, durch übermäßiges Entziehen von Wassermengen in Speichern oder auf dem Bassinwege die Kapazität unter ihren deichfüllenden Grad sinken zu lassen: Häufigkeit und Dauer der Hochwasser werden ungeachtet aller Kunstbauten die gleichen bleiben. Ebenso wird jedes Abschließen von Bassins mit Deichen zu einer Erhöhung des Wasserstandes im Flußbett führen. Die Breite zwischen den Ufern bleibt nach menschlichem Ermessen immer gleich: einem Abbau auf der einen folgt ein Aufbau auf der anderen Seite. Sicher hat ein solcher Strom einmal jeden Teil seines heimatlichen Alluvialtales bedeckt, weshalb auch der Aufbau seiner Ufer rechts und links gleich ist; unten schwereres, oben leichteres Material, je nach Eigenart der mitgeführten Stoffe. Die näheren Ursachen für die Veränderungen der Ufer ergeben sich aus der Gestaltung der Stromwindungen. Grundsätzlich ist zur Anlage von Hochwasserschutzbauten zu sagen: sie sollten nie die Kapazität des eigentlichen Flußbettes beeinträchtigen, sie lassen nie einen wirklichen Verlust von Land befürchten, sie können nie die Häufigkeit, Dauer und Größe von Hochwassern vermehren.

Seit über 1000 Jahren ist der Hochwasserschutz durch Deichbau die Standard-Methode. Die Anwendung anderer Methoden (Speichern, Ableiten, Baggern, Begradigen) ist nur mehr zur Unterstützung der Deiche gebräuchlich; als Schutz gegen mittlere Hochwasser genügen sie allein. Der Deichbau ist elastisch in Planung und Planänderung, er hebt die Flußbettkapazität weit über den uferfüllenden Stand bis zu seiner eigenen Sicherheitsgrenze, er ist am wenigsten kostspielig. Die Höhe der Deiche wird etwa 0,3 bis 1 m über den erwarteten Hochwasserstand gesetzt, die Breite nach der Durchsickerungslinie bestimmt. Es sind sowohl reine Trapezformen wie solche mit landseitiger Berme im Gebrauch, letzere mehr am Oberlauf des Mississippi; es gibt aber eine Tendenz, sie ganz fallen zu lassen. Die Neigung der Böschungen richtet sich nach der Art des verwendeten Materials und wechselt wasserseitig von 3 : 1 bis 5 : 1 und landseitig von 5 : 1 bis 7 : 1. Angelegt werden Deiche bis etwa 7,6 m Höhe mit mit 3 bis 3,6 m breiter Krone; Befestigung durch Rasen. Speicherbecken haben sich als die gesündeste Methode zur Unterstützung der Deiche erwiesen. Schon 1852 wurden sie von Ellett für den Oberlauf des Mississippi empfohlen; das dortige System kostete 1,3 Millionen $ bei 2,467 Milliarden m³ Fassungsvermögen und ist damit die günstigste Anlage dieser Art. In neuerer Zeit sehen die Projekte für den Miami und zum Schutz von Los Angeles Speicherbecken vor. Der Wert eines Speicherbeckens ändert sich reziprok seiner Entfernung von den zu schützenden Gebieten, als welche der hohen Erstellungskosten wegen nur Gegenden mit großem Gemeinvermögen wie Städte und Industriebezirke in Frage kommen. Talsperren dieser Art unterscheiden sich von gleichen zu anderen Zwecken eigentlich nur durch besondere Vorkehrungen zur plötzlichen Entleerung, denn sie haben naturgemäß ihren höchsten Wert, wenn sie leer sind; dies ist zu beachten, weil damit ihr Wert für Hauswasser-, Kraft-, Bewässerungs- und Schiffahrtversorgung stark begrenzt wird. Die Ableitungsmethode unter Benutzung natürlicher oder künstlicher Bassinwege mit oder ohne Eindeichung empfiehlt sich für den Unterlauf großer Ströme, wie sie ebenfalls 1852 von Ellett für den Mississippi empfohlen wurde. Im heutigen Projekt sind für den Mississippi vier und für den Sacramento fünf Hochwasserumleitungen vorgesehen. Das Maß ihrer Anwendung bestimmt sich so, daß für das eigentliche Flußbett weder eine Verminderung der Kapazität die Folge sein soll noch eine so weitgehende Vergrößerung, daß die Flußdeiche eine übermäßige Höhe erhalten müßten; sobald die Deiche eine gewisse Höhe erreichen, kommt es erst auf die Sicherheit und dann auf die Kosten an. Wenn die Ableitungswege eingedeicht sind, kann auch die Entwässerung der Hinterländereien zu besonderen Aufwendungen oder Schwierigkeiten führen. Als Einlaßbauwerke verwendet man sowohl „kontrollierte", d. i. bewegliche Wehre, als auch „unkontrollierte", d. i. Überlaufwehre; bei letzteren weicht man zwar höheren Erstellungs- und Unterhaltungskosten und allen Streitigkeiten von Interessenten aus, die mit der Bedienung eines Wehres verbunden sind, aber man muß eine Verminderung der Flußbettkapazität und des Ertragswertes zwischenliegender landwirtschaftlicher Betriebe in Kauf nehmen. Am Mississippi verwendet man auch anstatt eines Einlaßbauwerkes das sogenannte „fuse-plug-System": die Deichkrone erhält eine zinnenartige Pflasterung, welche mit weicherem Material verfüllt wird und bei Hochwassern von selber Öffnungen freigibt. Dies Verfahren ist billig und hat sich bewährt, tut aber während eines Hochwassers nur einmal Dienste und bedarf dann der Erneuerung. Jackson tritt sehr energisch dafür ein, dagegen lehnt er Flußbettvertiefung mittels Baggern der fortlaufenden hohen Kosten wegen ab und läßt sie nur als letzten Ausweg zu. Flußbettbegradigungen haben zwar insoweit Bedeutung, als sie nicht das Flußbett über seine sonst vorhandene Kapazität hinaus beeinflussen. Sie müssen mit Vorsicht unternommen werden; oft ist der Gegenstoß des Wassers unterhalb nur durch einen besonderen, in Anlage und Unterhaltung kostspieligen Deich aufzufangen. Diese Methode spielt bei den älteren und neueren Projekten in U. S. A. eine untergeordnete Rolle. In gewissen Fällen ist Reinigung des Flußbettes von Unterholz, Pflanzen, mitgebrachtem Gut geboten. Ein gereinigtes Flußbett führt in schnellerer Strömung zwei- bis dreimal so viel Wasser als ein ungereinigtes. Es wird dann billiger, die Reinigung in gewissen Zeitabständen zu wiederholen, als etwa Rodungen vorzunehmen und Wiesen und Kulturland anzulegen. Pläne zur Wiederaufforstung von Einzugsgebieten wurden zwar viel diskutiert, sind aber nicht ausgeführt worden. Zumal da im wichtigsten Gebiet am oberen Mississippi eine unendliche Prärie vor der Anpflanzung erst mal bewässert werden müßte, haben sich solche Vorschläge vor kalter Berechnung verflüchtigt.

Die Planung von Hochwasserschutzbauten stößt in den betroffenen Ländern auf besondere Schwierigkeiten, insofern als kartographische Unterlagen erst nach Bedarf anzufertigen sind (man behilft sich mit der Aufnahme einer weitmaschigen „Skala", in welche nur die nötigen Details eingetragen werden) und weil für die Hauptsache, die Hochwassergebarung, nur in äußerst mühseliger Weise aus Wasserstandsmarken und anderen lückenhaften Angaben ein Überblick gewonnen werden kann; hydrographisches Material wurde bisher nicht gesammelt. Man beginnt damit, nach Maßgabe der Hochwasserschäden einen Generalplan für die Schutzbauten zu entwerfen, dem Einzelstudien erst folgen, wenn das Verhältnis zwischen Aufwand und Nutzen irgendwie berechtigte Form gefunden hat. Dabei beschränkt man sich aber auf die Bekämpfung der etwa alle 3 bis 6 Jahre am Mississippi zu erwartenden Schadenshochwasser und läßt die alle 25 bis 50 Jahre wiederkehrenden außerordentlichen Hochwasser frei.

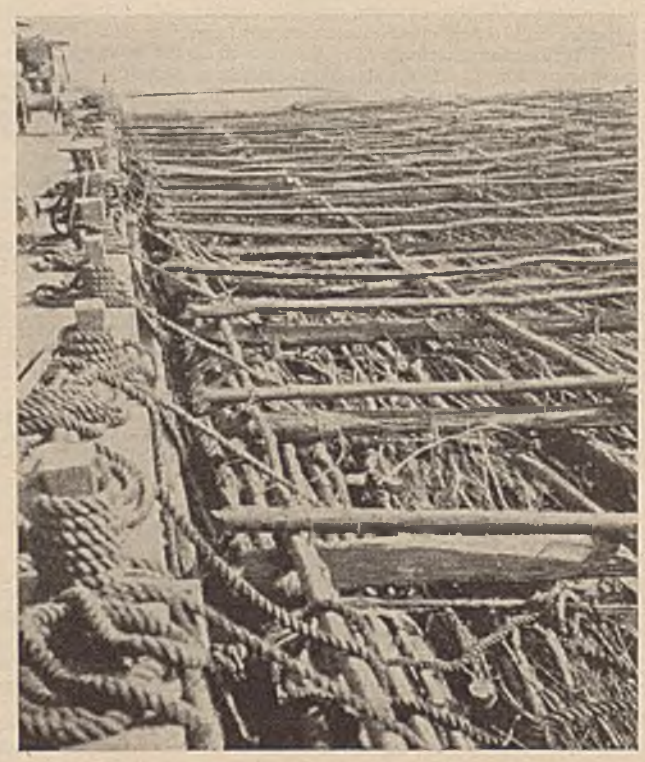


Abb. 1. Faschinenwerk vor dem Versenken.

Bei Gelegenheit des Überwiegens wirtschaftlicher Gesichtspunkte wird es interessieren, noch einiges über Art und Kosten der Ufer- oder Deichbekleidungen zu bringen: Wo der Strom den Deich zu unterwaschen droht und man es nicht vorzieht, ihn zurückzunehmen oder durch den Einbau zeitweiliger Anlagen nach dem Buhnen-

typ zu schützen, bekleidet man ihn von obenan bis etwa 15 m über die Unterwasserkante hinaus. Über Wasser werden Steine oder Betonplatten mit Hand versetzt, oder es wird Beton unmittelbar aufgestampft. Unter Wasser wird eine „Matratze" versenkt, welche biegsam genug ist, um alle jetzigen oder späteren Unebenheiten ohne Schaden mitzunehmen. Es gibt solche Matratzen aus Holz in Form von Rahmenwerken (zwei gezimmerte Roste pressen zwischen sich Weiden, in Einheiten von 30 × 45 m), Flecht- (90 × 150 m) und Faschinenwerken (mit rd 0,4 m Dmr. senkrecht zur Stromrichtung gelegt und auf Längen bis 300 m zu Einheiten verbunden); ebenso solche aus Beton in zwei verschiedenen Typen, welche einzelne Platten 0,1 × 1,8 × 3,3 m mit galvanisierten Litzen und Kabeln zu Einheiten bis 150 m Länge

Abb. 2. Flechtwerk während der Arbeit.

bei der nötigen Breite verbinden. Die Kosten schwanken natürlich je nach Typ, Tiefe, Örtlichkeit und können für 1 Meile = 1,6 km je 25-, 40-, 80- bis 140 000 $, abwärts Cairo 325 000 $ und im unteren Stromgebiet 650 000 $ betragen; Unterhaltungskosten etwa 5% der Anlagekosten. Ein Überschlag zeigt, daß die Verkleidung von Deichen gegenüber ihrer Zurücknahme gerechtfertigt ist, wo bei der üblichen 12 m breiten jährlichen Ausspülung der Landpreis 3000 $ für 1 acre = 40,5 ar oder bei 36 m ausnahmsweiser Abspülung 1000 $ beträgt; anliegendes Ackerland würde solche Aufwendungen nie rechtfertigen.

Über die technischen Einzelheiten der Herstellung von Matratzen aus Holz wurde berichtet betr. Rahmenwerke in Eng. News-Rec. 1930 I S. 720 (siehe „Bauingenieur" 1930 Seite 574), betr. Faschinenwerke in Eng. News Rec 1930 II 4 und betr. Flechtwerke in Eng. News-Rec. 1931 I S. 395 wie folgt: Faschinenwerke werden schwimmend hergestellt über der Stelle, wo sie zu versenken sind; die verwendeten Weiden haben 10 cm mittleren Durchmesser und etwa 9 m Länge. Diese werden auf Booten der großen, mit einem Dampfkran ausgerüsteten Arbeitsschute zugebracht und dort unter Anwendung besonderer Pressen mit verzinktem Draht zu Faschinen geschnürt in der Länge, welche der Breite der Matratze entspricht. Man beginnt mit dem „Kopfstück" von 90 cm Dmr., das an zwei rechtwinklig zum Ufer hintereinander vertäuten Haltebooten befestigt wird; schließt hieran die Faschinen von 40 cm Dmr. an mittels Längskabeln, welche — paarweise übereinander, eins darüber ein darunter — in etwa 2,5 m Abstand die Faschinen kreuzen und mit deren Bindedrähten verknüpft sind; bis zum „Endstück" von 60 cm Dmr. Zur Erzielung der Steifigkeit werden längs den oberen Kabeln Stangen befestigt, über die etwa alle 12 m Querstangen gebunden werden. Der Stangenrost wird auf 27,5 m Breite entlang dem Kopfstück und auf 7,5 m Breite entlang den anderen Seiten durch weitere Querstangen zur Aufnahme der Steinlast ergänzt, wie Abb. 1 es zeigt. Etwa alle 20 m läuft ein Haltekabel von der Matratze zu einem Ankerpfahl am Ufer. Je zwei Einheiten der Faschinenwerke überdecken sich auf 4,5 m. Gearbeitet wird Tag und Nacht (leider ist dafür keine Leistung angegeben); für eine Baustelle sind umfangreiche, meist schwimmende Anlagen im Wert von rd. 600 000 $ erforderlich, so daß die Anwendung dieser Verkleidungsart der Kosten halber wohl zu überlegen ist. Flechtwerke werden ebenfalls schwimmend über Ort hergestellt und von kleineren Arbeitsschuten aus in Korbart gemacht, wie Abb. 2 zeigt. Die dazu verwendeten Weiden sollen 2,5—4 cm stark und 3—7,5 m lang sein. Das „Kopfstück" ist eine lockere Reisigrolle von 30 cm Dmr. und läuft in der entsprechenden Länge rechtwinklig zum Ufer oder daran entlang, je nachdem ob man die Matratze besser von der Breite oder der Länge her flechten kann. Um den ersten „Stich" zu machen, werden je 2—3 starke Weiden als „Läufer" unter 45° mit den dickeren Enden ins Kopfstück eingesteckt, kreuzweise darüber je 5—6 schwächere Weiden als „Binder" ebenso. Ist die ganze Länge besteckt, so wird das Kopfstück mit $^3/_8$"iger verzinkter Drahtlitze gebunden und die weiteren „Stiche" folgen unter Hinzunahme neuer Weiden, wobei deren Enden unten 30—60 cm überlappen; an den Außenkanten werden Säume geflochten. Das fertige Geflecht hat ein einheitliches Gefüge von etwa 30 cm Dicke und erhält erhöhte Festigkeit durch Drahtlitzen, welche — paarweise übereinander, eine darüber eine darunter — in etwa 5 m Abstand längs und quer laufen und an den Kreuzungspunkten mit U-Haken zusammengefaßt werden. Ringsherum wird zur Aufnahme der Steinlast ein bis 60 cm hoher Stangenrost an den Litzen befestigt. Zur Verbindung mit den Ufern wird eine Reihe von Ankerpfählen durch das Geflecht bis 4,5 m tief eingeschlagen. Wo der Angriff des Wassers es nötig macht, kann die Matratze nachträglich mit neuen Weiden dichter geflochten werden.

E. T. Zehme.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die Zahl der bei den Arbeitsämtern verfügbaren Bauarbeiter (Baufach- und Bauhilfsarbeitern) betrug Ende April 689 000. Gegenüber der Höchstzahl von Ende Februar (910 000) ist also in diesem Frühjahr eine Entlastung von 221 000 eingetreten. Im gleichen Zeitabschnitt des Vorjahres betrug der Rückgang 296 000, obwohl auch schon 1930 die Frühjahrsbelebung auf dem Baumarkt auffallend gering war, was sich damals auf die Gesamtwirtschaft als außerordentlich krisenverschärfend auswirkte. Zum Vergleich sei darauf hingewiesen, daß im Jahre 1929, nachdem infolge der anormalen Kälte die Zahl der arbeitsuchenden Bauarbeiter Ende Februar auch 878 000 erreicht hatte, bis Ende April 1929 mehr als 600 000 wieder Beschäftigung gefunden hatten, also nahezu das Dreifache der diesjährigen Zahl.

Auch die Aussichten für die Zukunft sind noch immer sehr trübe. Im Wohnungsbau kommt nach der Wegnahme von mehr als einem Drittel der zur Verfügung stehenden Hauszinssteuermittel nun noch hinzu, daß infolge des immer weiter Umsichgreifens der leerstehenden Großwohnungen in Altbauten und der Notlage der Mieter auch von der restlichen Hauszinssteuerquote noch erhebliche Abstriche gemacht werden müssen, wegen der wachsenden Steuerausfälle. Die Defizits der öffentlichen Finanzen lassen die weitere Einschränkung des öffentlichen Bauens erwarten und auch von einer Zunahme des gewerblichen Baues kann vorläufig keine Rede sein, solange die jetzige Wirtschaftslage fortbesteht.

Die Lohnverhältnisse im Baugewerbe sind jetzt so weit geklärt, daß im überwiegenden Teil der Tarifgebiete Lohnsätze und Ortsklasseneinteilung feststehen.

Noch unklar ist die Lage in den Bezirken, in denen der Spruch der zentralen Schiedsstelle sowohl von Arbeitsgeber- wie von Arbeiterseite abgelehnt und infolgedessen eine Verbindlicherklärung nicht beantragt und auch eine nachträgliche bezirkliche Einigung nicht erzielt wurde. Es handelt sich hier um die Tarifgebiete: Sieg-Lahn (Gießen), Nahe (Kreuznach) und Sieg-Lahn (Siegen).

Auch in einigen anderen Gebieten, insbesondere in Westdeutschland, bestehen teils wegen des Ecklohnes, teils wegen der übrigen Löhne und der Ortsklasseneinteilung noch Differenzen.

Arbeitsbeschaffung. Der in diesen Tagen veröffentlichte zweite Teil des Gutachtens der Brauns-Kommission zur Arbeitslosenfrage befaßt sich eingehend mit der Frage der Notwendigkeit und Möglichkeit, auf dem Weg der Arbeitsbeschaffung die Erstarrung, in der sich heute unsere Wirtschaft befindet, zu lösen. Dabei wird zunächst wiederum der Erkenntnis Ausdruck gegeben, daß in früheren Zeiten die Initiative zu neuen Kapitalanlagen, durch die die brachliegenden Produktionskräfte wieder in Bewegung gesetzt werden, vorwiegend von der privaten Bauwirtschaft ausgegangen sei, die jedoch heute an der Erfüllung dieser Aufgabe durch äußere Umstände gehemmt werde. Die Lage zwinge daher dazu, durch neue Kapitalwerbung (insbesondere durch Heranziehung von Auslandskapital) auf Grund öffentlichen Kredits neue Arbeitsgelegenheit zu schaffen, die ihrerseits auf Beschäftigung und Absatz der deutschen Gesamtwirtschaft ausstrahle.

Bei der Aufzählung der förderungswürdigen Arbeitsgebiete wird neben Landwirtschaft und Energiewirtschaft vorwiegend auf die Möglichkeiten produktiver Bautätigkeit hingewiesen. Allerdings glaubt das Gutachten, den Bau großer innerdeutscher Durchgangsstraßen nicht empfehlen zu können, da diese in Wettbewerb mit der Eisenbahn treten würden, ebenso seien Kanalbauten im allgemeinen abzulehnen. Als förderungswichtig erachtet der Ausschuß jedoch die Verbesserung des alten Straßennetzes, das in seinem gegenwartigen Zustand den Anforderungen eines modernen Verkehrs nicht mehr gewachsen sei. Wichtig sei der Ausbau der ländlichen Straßen, ferner der Zubringer-, Verbindungs- und Umgehungsstraßen. In einzelnen Fällen sei auch der

Bau von Kraftwagenstraßen zur Erleichterung des lokalen Verkehrs gerechtfertigt, wozu die Kraftfahrzeugsteuer in vollem Umfang herangezogen werden müsse. Im Wohnungsbau müsse man einen allzu schroffen Bruch mit der früheren Praxis vermeiden. Der Plan der Deutschen Gesellschaft für öffentliche Arbeiten, durch Aufnahme einer Anleihe den Umfang der Notstandsarbeiten zu erweitern, fand die Billigung des Ausschusses.

Das Gutachten zeigt — abgesehen von Einzelheiten, über die sich streiten läßt — als Ganzes genommen, daß die Erkenntnis nun doch immer mehr an Raum gewinnt, daß, solange die Bauwirtschaft in ihrer jetzigen Beschäftigungslosigkeit verharrt, auch nicht an einen Wiederaufstieg der übrigen Wirtschaft zu denken ist. Selbst die Kreise, die sich noch vor nicht langer Zeit als unbedingte Gegner neuer baulicher Investitionen bekannten, scheinen, wie verschiedentliche Äußerungen, erkennen lassen, allmählich ihre Ansicht zu revidieren. Angesichts der großen Zahl der arbeitslosen Bauarbeiter, die trotz Saisonbeginns noch immer den Arbeitsmarkt belasten (Mitte April: 750 000) kann man sich der Einsicht nicht mehr verschließen, daß der Weg zur Gesundung der Gesamtwirtschaft nur über eine Belebung der Bautätigkeit führen kann. Dabei beginnt man jetzt auch die durchaus verschieden gelagerten Verhältnisse in den einzelnen Gebieten der Bauwirtschaft zu unterscheiden, nachdem man früher nur zu gern die Lage der gesamten Bauwirtschaft mit der des durch die öffentliche Finanzierung hochgehaltenen Wohnungsbaues gleichsetzte. Nachdem ein erheblicher Rückgang der Wohnungsbautätigkeit infolge Kürzung der Hauszinssteuermittel nun nicht mehr zu vermeiden sein wird, erkennt man, daß hierfür innerhalb der Bauwirtschaft ein Ausgleich zugunsten des bisher eingeschränkten öffentlichen Baues geschaffen werden muß. (Vgl. u. a. Artikel von Stegerwald im „Baukurier" Nr. 53). Auch die am 9. Mai erfolgte Eröffnung der Bauausstellung in Berlin und die aus diesem Anlaß stattfindenden Kundgebungen werden ihr Teil dazu beitragen, der breiten Öffentlichkeit die große Bedeutung und die Schlüsselstellung der Bauwirtschaft im deutschen Wirtschaftsleben vor Augen zu führen und die hier teilweise noch herrschenden naiven und irrigen Vorstellungen zerstören zu helfen.

Die **Bauwirtschaftsaktion**, die in den verschiedenen Teilen des Reichs geplant ist, hat inzwischen in den Städten: Breslau, Essen, Frankfurt a. M., Hannover und Köln zur Bildung von Aktionskomitees geführt, welche die Vorbereitung der geplanten Kundgebung in die Hand genommen und die Frage der einladenden Stellen und der Redner in diesen Städten im wesentlichen bereits geklärt haben. Die erste öffentliche Kundgebung hat in der Stadthalle von Hannover am 18. Mai auf Einladung des Wirtschaftsbundes Niedersachsen-Kassel stattgefunden. Am 20. Mai folgte Frankfurt a. M. mit einer Kundgebung im neuen Saal der Getreidebörse; hier gingen die Einladungen gemeinsam von Handelskammer, Handwerkskammer und der Arbeitsgemeinschaft wirtschaftlicher Verbände in Frankfurt a. M. aus.

Der **Reichswasserstraßenbeirat** hat in seiner Sitzung am 5. Mai d. J. in einer Entschließung festgestellt, daß der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums für das Jahr 1931 wenigstens die Möglichkeit biete, die dringendsten Unterhaltungs-, Regulierungs- und Ausbauarbeiten durchzuführen. Er erwarte, daß bei einer Besserung der Finanzen des Reiches der Fürsorge für die Reichswasserstraßen besondere Beachtung zuteil wird. Diese Fürsorge scheine insbesondere im Hinblick auf die verkehrspolitische Aktivität der Nachbarstaaten Deutschlands geboten, deren Wirtschaft in steigendem Maße in den Genuß verbilligter Transportmöglichkeiten auf dem Gebiete des Binnenwasserstraßenverkehrs gelangt.

Reichsverkehrsminister v. Guérard erklärte, daß eine Beschränkung auf diejenigen Wasserstraßenbauten geboten sei, bei denen Bindungen durch Gesetze oder Staatsverträge vorlägen. Er habe mit amerikanischen Geldgebern wegen Hergabe von Kapital für den Mittellandkanal verhandelt. Eine Anleihe sei aber zur Zeit auf dem amerikanischen Markt nicht unterzubringen. Wenn der Mittellandkanal aus dem Reichshaushalt herausgenommen werden könnte, würden die freiwerdenden Summen vor allem für die Oder angesetzt werden müssen, die spätestens mit der Vollendung des Mittellandkanals eine vollendete Schiffahrtsstraße werden müsse. Weiter sei die Kanalisation der Mittelweser notwendig, weil aus ihr das Wasser für den Mittellandkanal gewonnen werden müsse. In Frage komme endlich die Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals, um einer Verödung des großen Dortmunder Industriegebietes vorzubeugen. Über diese Pläne hinaus könnten neue Kanäle keinesfalls in Angriff genommen werden.

Die am Bau des **Südflügels des Mittellandkanals** interessierten Städte und Gemeinden haben dem Reichsverkehrsministerium in einer Entschließung angeboten, die Unterstützungssummen derjenigen Wohlfahrtserwerbslosen, die für die Bauarbeiten am Südflügel eingestellt werden, als Finanzierungshilfe zur Verfügung zu stellen. Außerdem hat der Preußische Landtag am 30. April d. J. das Staatsministerium ersucht, auf die Reichsregierung einzuwirken, daß die Weiterarbeit am Mittellandkanal nicht verzögert wird.

Auch der Ribau hat in einer an den Reichsverkehrsminister gerichteten Eingabe baldige Inangriffnahme des Südflügels des Mittellandkanals gefordert.

Dem **Luftschutzgedanken** wird, wie mannigfache Aufsätze in den führenden Tageszeitungen beweisen, auch in Deutschland ein stets wachsendes Interesse gewidmet. Wahrscheinlich werden auf Anregung der Regierung Ende 1931 bzw. Anfang 1932 unter Beteiligung der Gemeinden örtliche Luftschutzausschüsse gebildet werden, in denen — als besonders bedroht — auch die örtlichen Industrien vertreten sein werden.

Von den für den Luftschutz verantwortlichen Regierungsstellen und den sich damit befassenden privaten Organisationen wird empfohlen, bei Neubauten künftig den Erfordernissen des Luftschutzes Rechnung zu tragen. In baulicher Hinsicht wird insbesondere der Schutz gegen Brandkatastrophen, die durch Bombenabwurf entstehen, für notwendig gehalten. Die Bedeutung einer Auflockerung der Siedlungsbauten und einer feuersicheren Bauweise zur Verminderung der Brandgefahr ist ohne weiteres erkennbar. In einem Vortrag über die Bedeutung des zivilen Luftschutzes für die Eisenbahn am 1. Mai d. J. hat z. B. der vortragende Reichsbahnoberrat mitgeteilt, daß künftig bei der Ausführung von Neubauten der Reichsbahn erhöhter Wert auf feuerbeständige Bauweise (Eisenbeton), gelegt werden solle. Der Reichsverband der Deutschen Industrie hält die Schaffung einer Luftschutz-Bauberatungsstelle für erwünscht, welche interessierten industriellen Unternehmungen zur Verfügung stehen wird.

Wir halten es für notwendig, daß man sich in den geplanten örtlichen Luftschutzausschüssen für bauliche Maßnahmen auf dem Gebiete des Luftschutzes (Ausführung von Eisenbetonskelettbauten, von Massivdecken, feuersicheren Dächern usw.) einsetzen müsse.

Vom Reichsverband der deutschen Industrie ist ein Spezialausschuß zur Aufstellung von Richtlinien über den industriellen Luftschutz eingesetzt worden.

Als vorbereitende Arbeit hat ferner der zuständige Referent im Reichswirtschaftsministerium, Ministerialrat Dr. Ronde, und sein Mitarbeiter, Regierungsrat Dr. Freiherr v. Mahs, Aufsätze über den Luftschutz und die Sicherung der Bevölkerung und lebenswichtiger Betriebe gegen Luftangriffe ausgearbeitet, die in Broschürenform beim Reichsverband der Deutschen Industrie zum Preise von 2,50 RM bezogen werden kann. In der Druckschrift wird u. a. beleuchtet, wie vom Standpunkt des Luftschutzes Bauten beschaffen und mit Schutzräumen ausgestattet sein sollten. Die Bedeutung des Eisenbetonbaues wird hervorgehoben.

Wenn auch diese Schrift noch keine letzte Lösungen bringt und bei einer noch im Anfange steckenden Bewegung auch nicht bringen kann, empfehlen wird die Beschaffung dringend. Vielleicht wird eine Zeit kommen, wo die Mehrzahl aller Neubauten bei Planung unter dem Gesichtspunkt des Luftschutzes überprüft wird. Für den feuer- und sprengsicheren Eisenbeton wird dieser Gesichtspunkt sicherlich oft den Ausschlag geben.

Rechtsprechung.

Grundsätzlich kann nur der Steuerschuldner selbst den Anspruch auf Erstattung von überzahlten Beträgen geltend machen, und zwar auch dann, wenn ein anderer für ihn gezahlt hat. Insbesondere kann der Erwerber eines Betriebsvermögens die Erstattung der von seinem Rechtsvorgänger überzahlten Beträge nicht verlangen. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 4. Dezember 1930 — III A 55/29.)

R. hat am 1. April 1927 das Grundstück der in Konkurs geratenen Firma L. im Wege der Zwangsversteigerung erworben. In dem von R. in bar zu entrichtenden Teil des geringsten Gebots waren die von der Firma L. nach dem Aufbringungsgesetz für 1927 geschuldeten, vom Finanzamt im Konkurs- und Zwangsversteigerungsverfahren angemeldeten, Vorauszahlungen auf die Industriebelastung aufgenommen worden. Die Firma L. wurde nachträglich von den Aufbringungsleistungen für 1927 freigestellt. Der Konkursverwalter der Firma L. hatte die Erstattung der Vorauszahlungen zur Masse nicht verlangt. Diese wurden daher vom Finanzamt auf andere Steuerschulden der Firma L. verrechnet. R. verlangt nunmehr die Erstattung dieser Vorauszahlungen.

Der Reichsfinanzhof hat in Übereinstimmung mit den Vorinstanzen die Erstattung abgelehnt. Der Erstattungsanspruch ist die Umkehr des Steueranspruchs. Er ist daher grundsätzlich nur dem Steuerschuldner zuzubilligen, d. h. dem, für dessen Rechnung die Zahlung — gleichviel von wem — geleistet worden war. Einmal ist die Person des Steuerschuldners dem Finanzamt bekannt, während sich nicht immer mit Sicherheit feststellen lassen wird, wer die Steuer gezahlt hat. Auch gebühren die zu erstattenden Beträge nicht immer dem, von dem sie gezahlt sind. Das hängt von den zivilrechtlichen Beziehungen zwischen den Zahlenden und dem Steuerschuldner ab. Eine Prüfung in dieser Hinsicht kann den Steuerbehörden nicht zugemutet werden. Hier kann sich insbesondere R. nicht darauf berufen, daß er das Grundstück für das geringste Gebot erstanden und damit den in dieses eingerechneten Vorauszahlungsbetrag aus eigener Tasche gezahlt habe. Denn damit hat R. nicht etwa selbst die Vorauszahlungen für die Firma R. entrichtet, sondern das Finanzamt hat sich aus dem von R. für das Grundstück erlegten Versteigerungserlös befriedigt.

Schließlich macht R. zu Unrecht geltend, er habe den Betrieb der Firma L. übernommen, die Aufbringungspflicht laste gerade auf dem Betrieb. Damit wird R. nur Steuerschuldner, der nach dem

Übergang von dem Finanzamt eingeforderten rückständigen Vorauszahlungen. Hier handelt es sich aber um Vorauszahlungen, die vor dem Übergang von dem bisherigen Inhaber in dem Konkurs- und Zwangsversteigerungsverfahren eingefordert sind. Auch ist nicht etwa der Erstattungsanspruch der Firma L. mit der Betriebsübernahme auf R. übergegangen.

Der Generalunternehmer ist auch mit den an Subunternehmer abgeführten Entgelten umsatzsteuerpflichtig (Urteil des Reichsfinanzhofes vom 3. Oktober 1930 — V A 461/30 —).

Ein Generalunternehmer hatte die Errichtung von Eigenheimen für baulustige Angestellte dergestalt übernommen, daß er bis zur Fertigstellung der Häuser den ausführenden Subunternehmer gegenüber sowohl hinsichtlich der Auftragserteilung als auch der Auszahlung der vereinbarten Vergütungen für die Lieferungen und Leistungen stets im eigenen Namen aufgetreten ist. Mit der Zahlung an die Bauhandwerker hatte der Generalunternehmer infolgedessen eigene Verbindlichkeiten, nicht die der Bauherren, d. h. der Angestellten, erfüllt. Hiernach konnten die Zahlungen nicht als „durchlaufende Posten" angesehen werden. Sie unterliegen der Umsatzsteuer. Daß der Generalunternehmer Gewinn mit seiner Tatigkeit nicht erzielt hat, ist vom Reichsfinanzhof als rechtlich unerheblich bezeichnet worden.

Kein Rechtsanspruch auf achtstündige Beschäftigung (Urteil des Arbeitsgerichtes Waldenburg vom 7. 1. 1931 — AZ. 1485/30 —). Weder § 1 der Arbeitszeitverordnung noch der Reichstarifvertrag für das Baugewerbe stehen einer Verkürzung der täglichen Arbeitszeit unter 8 Stunden entgegen. Der Reichstarifvertrag enthält überhaupt keine Bestimmung über die Dauer der regelmäßigen Arbeitszeit, die Arbeitszeitverordnung begrenzt nur deren Höchstdauer. Ein Bauunternehmer, der aus betrieblichen Gründen (z. B. bei Arbeiten an einer Bahnstrecke mit dauerndem Zugverkehr) nur eine verkürzte tägliche Arbeitszeit durchführen kann, ist daher nicht verpflichtet, trotzdem den Lohn für 8 Stunden zu zahlen. Es handelt sich hier auch nicht um die Frage der Verteilung des Betriebsrisikos. Das wäre höchstens dann der Fall, wenn eine ursprünglich vorgesehene längere Arbeitszeit nachträglich aus betrieblichen Gründen einseitig verkürzt worden wäre. Davon kann aber keine Rede sein, wenn von vornherein an der betreffenden Arbeitsstelle auf Anordnung des Bauherrn nur verkürzt gearbeitet werden kann.

Schadensersatzpflicht bei unzureichend gesichertem Straßenaufbruch. Unter einer Eisenbahnbrücke, an der ein Montagegerüst bis auf etwa 1,10 m über dem Erdboden herabhing, wurden Tiefbauarbeiten ausgeführt. Die Straßendecke war jedoch nur zum Teil abgetragen und an einem Novemberabend stürzte eine Frau, nachdem sie zunächst 8 m unter dem Montagegerüst hingekrochen war, den etwa 2 m tiefen Straßenaufbruch herunter. Der Bauunternehmer ist haftbar, denn er muß selbst für die nötige Absperrung bzw. Beleuchtung der Gefahrenstelle sorgen und kann sich nicht darauf berufen, daß das Montagegerüst der Eisenbahnbrücke eine genügende Absperrungsmaßnahme sei. Dieses weist nur auf Arbeiten an der Brücke hin, nicht auf den Straßenaufbruch (Reichsgerichtsurteil IX. 80/30 vom 29. Oktober 1930).

Sturz in einem unabgedeckten Schacht. Ein Glasermeister, der für einen Neubau die Glaserarbeiten übernommen hatte, betrat ohne Führung und ohne Genehmigung des Bauherrn die Baustelle und stürzte in einen unabgedeckten Schacht tödlich ab. Die Hinterbliebenen wollten den Bauherrn hierfür in Anspruch nehmen. Die Klage wurde jedoch abgelehnt; eine vertragsmäßige Haftung komme nicht in Betracht, denn trotz der Auftragserteilung habe dem Glasermeister ein vertragsmäßiges Recht zum eigenmächtigen Betreten der Baustelle nicht zugestanden. Schadensersatzpflicht aus unerlaubter Handlung sei deshalb nicht begründet, weil der Bauherr die Arbeiten selbständigen Unternehmern übertragen und diese zur strikten Befolgung der Unfallverhütungsvorschriften angehalten hätte. Zudem treife dem Verunglückten ein erhebliches eigenes Verschulden (Reichsgerichtsurteil IX. 33/30 vom 25. Oktober 1930).

Will der Steuerpflichtige Schmiergelder bei der Einkommensteuer in Abzug bringen, so muß er für jeden Einzelfall ausreichende Nachweise vorlegen. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 19. November 1930 — VI A 1498/30.)

Der Reichsfinanzhof hat zwar grundsätzlich anerkannt, daß Schmiergelder bei der Einkommensteuer abzugsfähig sind. Der Abzug ist aber nur dann zulässig, wenn die Entstehung derartiger Ausgaben an sich nach den besonderen Umständen des Einzelfalls glaubhaft ist. Verweigert der Steuerpflichtige den Nachweis für die einzelnen Fälle, so ist das Finanzamt zur Schätzung berechtigt.

In dem zur Entscheidung stehenden Fall hatte der Steuerpflichtige den Nachweis für die Zahlung der Schmiergelder durch eine notarielle Bestätigung über die Vorlage eines die Einzelbeträge enthaltenden „Geheimbuches" zu erbringen versucht. Das Finanzgericht hatte diesen Nachweis als unzureichend bezeichnet und die anzurechnenden Beträge um die Hälfte gekürzt. Der Reichsfinanzhof hat dies gebilligt. Das Urteil über die Rechtsfrage, ob es sich bei den einzelnen Zahlungen um abzugsfähige Werbungskosten handelt, steht den Finanzbehörden zu. Will der Steuerpflichtige die Namen der Empfänger von Schmiergeldern nicht angeben und seine Unterlagen nicht preisgeben, so setzt er sich der Gefahr aus, daß ihm mangels anderer gehöriger Nachweise einfach nicht geglaubt und die Abzugsfähigkeit der von ihm angesetzten Beträge verneint wird. Indem das Finanzgericht dahin entschieden hat, daß nach seiner Überzeugung nicht alle geltend gemachten Unkosten im Geschäftsinteresse verausgabt und als abzugsfähige Werbungskosten anzuerkennen sind, hat es damit die Grenzen billigen Ermessens nicht überschritten.

Die Veräußerung von Bauland, welches vorübergehend landwirtschaftlich benutzt wird, ist gemäß § 1 des preußischen Gesetzes über den Verkehr mit Grundstücken vom 10. Februar 1923 genehmigungspflichtig. (Urteil des Reichsgerichts, V. Civilsenat, vom 24. Januar 1931 — V 121/30.)

§ 1 des preußischen Gesetzes vom 10. Februar 1923 über den Verkehr mit Grundstücken, (Preuß. Ges.-Samml. 25 ff.), unterwirft bestimmte Grundstücksveräußerungsgeschäfte einer Genehmigungspflicht. Ausnahmen bestehen unter anderem für Grundstücke, die überwiegend landwirtschaftlich benutzt werden. (§ 1, Abs. 2a ebenda.)

Nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts ist die tatsächliche Benutzungsart zur Zeit des Veräußerungsgeschäfts grundsätzlich entscheidend. Nicht unter die Ausnahme fällt Bauland, welches nur noch vorübergehend landwirtschaftlich genutzt wird. Allerdings genügt zur Ausschaltung der Ausnahmevorschrift nicht die bloße Absicht des Erwerbers, das Grundstück nach dem Erwerb zu bebauen, auch nicht die bloße ungewisse Möglichkeit, daß es später einmal bebaut werden könnte. Vielmehr muß objektiv die Baulandeigenschaft des Geländes zur Zeit des Vertragsschlusses feststehen.

Die Verpachtung von Gebäuden und Grundstücken unterliegt nicht der Gewerbesteuer. (Urteil des Preußischen Oberverwaltungsgerichts vom 14. Januar 1930 — ST 251/29.)

Die Verpachtung von Grundstücken und Gebäuden ist nur Nutzung eigenen Besitzes und bedeutet keinen gewerbesteuerpflichtigen Betrieb. Hieran wird auch dadurch nichts geändert, daß die Grundstückseigentümer sich zu einer Verwaltungsgesellschaft m. b. H. zwecks Verwaltung und Verwertung ihres Grundbesitzes zusammengeschlossen haben. Denn bei wirtschaftlicher Betrachtungsweise ist diese G.m.b.H. nur Angestellte der Eigentümer.

Die Zulassung eines Kraftwagens zum Verkehr bleibt durch die Sicherungsübereignung des bereits im Verkehr befindlichen Kraftwagens unberührt, falls der bisherige Eigentümer den Kraftwagen weiter benutzt. (Entscheidung des Verwaltungsgerichtshofs Braunschweig, vom 22. Januar 1930 — PR. 197/29.)

Die durch § 1 des Kraftfahrzeuggesetzes vom 21. Juli 1923, (Reichsgesetzbl. I. 743), vorgeschriebene Zulassung eines Kraftfahrzeuges zum Verkehr ist vom Eigentümer des Kraftfahrzeuges zu beantragen. (§ 5 der Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr vom 16. März 1928. Reichsgesetzblatt I. 91 ff.) Nach § 6, Abs. 6, dieser Verordnung muß beim Übergang eines zugelassenen Kraftfahrzeuges auf einen anderen Eigentümer, der das Fahrzeug weiterbenutzen will, der Eigentumsübergang angezeigt und vom neuen Eigentümer eine neue Zulassungsbescheinigung beantragt werden.

Im vorliegenden Fall wollten die Personen, denen die bereits für R. zum Verkehr zugelassenen Kraftwagen zur Sicherung übereignet waren, nicht weiter benutzen. Vielmehr sollte der bisherige Eigentümer R. diese Wagen in seinem Betrieb weiter benutzen, und mit dem dadurch erzielten Verdienste nach und nach seine Schulden bei den Sicherungseigentümern abtragen. Es fehlt also an der in § 6 a.a.O. erforderten Weiterbenutzung der Fahrzeuge durch den neuen Eigentümer. Damit erübrigt sich eine Anzeige des Eigentumsüberganges, wie auch eine neue Zulassungsbescheinigung.

Ausschluß eines Aktionärs aus der Generalversammlung wegen Beleidigung des Vorstandes. (Urteil des Reichsgerichts, III. Civilsenat, vom 3. Februar 1931 — II 130/30.)

Die Rechte welche den Aktionären in den Angelegenheiten der Gesellschaft, insbesondere in bezug auf die Führung der Geschäfte zustehen, werden durch Beschlußfassung in der Generalversammlung ausgeübt. (§ 250 H.G.B.) Jede Aktie gewährt das Stimmrecht. (§ 252 H.G.B.) Ein Beschluß der Generalversammlung kann wegen Verletzung des Gesetzes oder des Gesellschaftsvertrages im Wege der Klage binnen einem Monat angefochten werden. Zur Abfertigung befugt ist unter anderm jeder in der Generalversammlung erschienene Aktionär, sofern er gegen den Beschluß Widerspruch zum Protokoll erklärt hat, und jeder nichterschienene Aktionär, sofern er zu der Generalversammlung unberechtigter Weise nicht zugelassen worden ist. (§ 271 H.G.B.)

In dem zur Entscheidung stehenden Fall hat das Reichsgericht die Anfechtungsklage des von der Generalversammlung ausgeschlossenen Aktionärs zurückgewiesen. Das Reichsgericht hat die Beleidigung des geschäftsführenden Vorstandes durch die Bezichtigung des Diebstahls als Mißbrauch des Aktionärrechts und den daraufhin erfolgten Ausschluß aus der Generalversammlung als berechtigte Notwehr bezeichnet.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 23. April 1931.

Kl. 5 a, Gr. 12. N 31 197. The National Supply Company of Delaware, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Drehtischantrieb für Erdbohrmaschinen. 23. XI. 29. V. St. Amerika 17. VII. 29.

Kl. 19 a, Gr. 11. S 91 300. Société Anonyme d'Ougrée-Marihaye, Ougrée, Belgien; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Schienenbefestigung für Fußschienen auf eisernen Schwellen unter Verwendung von U-förmigen Klemmstücken. 23. IV. 29.

Kl. 19 a, Gr. 19. P 60 795. Heinrich Pösentrup, Münster i. W., Bahnhofstr. 3. Schienenstoßverbindung unter Verwendung von Hakenlaschen mit Unterzugsplatte und gegen diese durch Schraubenantrieb gepreßte Keilplatte. 19. VII. 29.

Kl. 19 a, Gr. 23. F 69 523. Felten & Guilleaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Anordnung zur Erhöhung der Lebensdauer der Tragseile von Drahtseilbahnen. 28. X. 29.

Kl. 19 a, Gr. 23. M 110 097. Dipl.-Ing. Arth. H. Müller, Altona-Blankenese, Hardenbergstr. 9. Schienenhängebahn zum Schleppen von Schiffen. 11. V. 29.

Kl. 19 a, Gr. 24. H 117 047. Hüser & Weber, Stanzwerk, Niederstüter-Sprockhövel i. W. Schienenbefestigung auf einer Unterlegplatte und am Schienensteg anliegenden Klemmplatten. 20. VI. 28.

Kl. 19 a, Gr. 24. M 116.30. Mitteldeutsche Stahlwerke, Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Hohlschwelle mit senkrechtem Mittelsteg. 26. IV. 30.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 47.30. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Personenseilschwebebahn mit Umlaufbetrieb und periodisch veränderlicher Zugseilgeschwindigkeit; Zus. z. Pat. 512 392. 11. VIII. 30.

Kl. 20 h, Gr. 5. F 62 302. Karl Forwick, Bochum, Griesenbruchstr. 6. Bremswagen zum Stillsetzen von Schienenfahrzeugen. 9. VIII. 26.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 93 694. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Fahrdrahtaufhängung für gleislose elektrische Bahnen. 31. VIII. 29.

Kl. 37 a, Gr. 2. H 5.30. Rudolf Heinz, Reichenbach i. V., Mühlgraben 6. Kreuzweis bewehrte Hohl- oder Füllkörperdecke, bei der jeweils eine größere Anzahl Füllkörper auf einer gemeinsamen Grundplatte angeordnet sind. 14. I. 30.

Kl. 37 a, Gr. 3. St 2.30. Theodor Alfred Störring, Altenvoerde i. Westf., Schützenstr. 1. Versteifung von Drahtziegelgewebe und ähnlichen durchbrochenen Putzträgern. 10. I. 30.

Kl. 37 a, Gr. 6. H 119 287. Dipl.-Ing. Emil M. Hünnebeck, Hösel b. Düsseldorf, Württembergstr. 2. Biegungssteifer, freitragender oder gewölbter Bauteil, aus gleichen gepreßten Einzelstäben. 22. X. 28.

Kl. 37 b, Gr. 2. G 77 183. Gottlob Groß, Memmingen, Allg., Bahnhofstr. 5. Durch Gratleisten verstärkte Holzlatte. 10. VIII. 29.

Kl. 37 b, Gr. 5. S 67 772. Alfred Smallwood, Smethwick, Cornwall Road, Grafschaft Staffordshire, England; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbindungsklemme für sich kreuzende Rohre. 22. XI. 24. England 22. XII. 23, 26. I., 11. IV., 24. IX. u. 18. X. 24.

Kl. 37 c, Gr. 3. F 24.30. Joseph Francart, Liège, Belgien; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Dachschalung aus Hohlsteinplatten. 22. IV. 30. Belgien 25. III. 30.

Kl. 37 c, Gr. 8. T 37 342. Wilhelm Ludwig Thele, Mannheim, Beethovenstr. 12. Glasdachdeckung. 1. VIII. 29.

Kl. 37 c, Gr. 9. K 64.30. Ira Julius Kuert, Los Angeles, Californien, V. St. A.; Vertr.: Dr. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Formkasten zur Herstellung von Hohlräumen in Betonmauerwerk. 26. IV. 28.

Kl. 37 c, Gr. 10. D 58 123. Dipl.-Ing. Wilhelm Doldt, Darmstadt, Seekatzstr. 23. Schalungsträger. 9. IV. 29.

Kl. 37 f, Gr. 2. R 77 576. August Rolf, Berlin-Charlottenburg 5, Suarezstr. 18, u. Richard Stenske, Düsseldorf, Fürstenwall 171. Überlappungsstoß von Mantelblechen, insbes. für Futtersilos. 19. III. 29.

Kl. 37 f, Gr. 7. J 36 652. Thomas Pattullo Jones, Johannesburg, Transvaal, Südafrika; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Behelfsgarage. 31. XII. 28.

Kl. 37 f, Gr. 7. L 68 338. Herold Caesar Liebold, Dresden-A., Sachsenplatz 2. Explosionsschutzwand. 28. III. 27.

Kl. 37 f, Gr. 7. Sch 91 979. Heere van der Schaar, Amsterdam; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Mehrstöckiger Kraftwagenschuppen. 26. X. 29. Niederlande 7. XI. 28.

Kl. 42 c, Gr. 9. K 160.30. Dr. Johann Koppmair, Graz, Österreich; Vertr.: J. Spring, Zusmarshausen, Bez. Augsburg. Vorrichtung zum Bestimmen der gegenseitigen Aufnahmelage von Meßbildpaaren. 7. VII. 30.

Kl. 42 e, Gr. 3. S 80 052. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Woltmanmesser mit senkrecht gelagerter Flügelradwelle. 3. VI. 27.

Kl. 80 a, Gr. 56. A 126.30. Adiba Aktiengesellschaft, Zürich, Schweiz; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schleuderformmaschine zum Herstellen von Hohlkörpern. 29. III. 30.

Kl. 80 a, Gr. 56. P 242.30. Georg Pemetzrieder, Berlin-Tempelhof, Sachsenring 44. Schleudergußverfahren zum Herstellen von Formlingen aus Zement, Beton und anderen bildsamen Massen. 26. VI. 30.

Kl. 80 b, Gr. 1. I 37 258. Gosuke Imai, Tokyo-Fu., Japan; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines Zements von hochgradiger Festigkeit und rascher Erhärtung. 27. II. 29. Japan 21. IX. 28.

Kl. 80 b, Gr. 25. D 59 596. Aluminiumerz Bergbau und Industrie A.-G., Budapest; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Herstellung eines bituminösen Baustoffes, insbes. für Straßenbauzwecke. 10. VI. 29.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 109 970. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Kratzeimer für Absetzer. 2. V. 29.

Kl. 81 e, Gr. 133. M 836.30. Maschinenfabrik Fr. Gröppel C. Lührig's Nachf., Bochum. Bunkeranordnung mit Betriebsbunker und Vorratsbunker; Zus. z. Anm. M 101 976. 29. XII. 30.

Kl. 81 e, Gr. 133. M 837.30. Maschinenfabrik Fr. Gröppel C. Lührigs Nachf., Bochum. Bunkeranordnung mit Betriebsbunker und Vorratsbunker; Zus. z. Anm. M 101 976. 29. XII. 30.

Kl. 81 e, Gr. 136. J 40 629. Jacob B. Jacobsen, Köln a. Rh., Franz-Hitze-Str. 7. Entleerungsvorrichtung für Bunker mit Bodenlängsschlitz. 7. II. 31.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 121 349. Hermann Honnef, Dinglingen i. Baden. Wehr mit beutelartigem Staukörper. 19. IV. 29.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 109 881. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg, Katzwanger Str. 100. Hochwasserentlastung bei Großwehrverschlüssen. 27. IV. 29.

Kl. 84 a, Gr. 3. V 22 221. I. M. Voith, Maschinenfabrik, Heidenheim a. d. Brenz i. Württbg. Selbsttätige Stauklappe. 5. III. 27.

Kl. 84 a, Gr. 4. V 22 188. Wilhelm Lothar Velten, Neustadt a. d. Haardt. Verfahren zum Festigen und Verdichten von großen Betonmassen. 14. II. 27.

Kl. 84 c, Gr. 5. W 81 127. Karl Sieling, Berlin-Halensee, Albrecht-Achilles-Str. 8, u. Ing. Otto Wilhelmi, Konradshöhe b. Berlin-Tegel, Waldkauzstr., Haus Daheim. Verfahren zur Verhinderung des Nachsackens von Rammträgern oder Stützen beim Ausschachten von Untergrundbahnen oder ähnlichen Bauten. 6. XII. 28.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 15.30. Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Hubwerk für eine heb- und senkbare, durch ein bewegliches Gegengewicht ausgeglichene Eimerleiter. 8. IV. 30.

Kl. 85 c, Gr. 3. M 101 702. Fritz Mieder, Leipzig N 22, Marbachstraße 14. Verfahren zur raumsparenden Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm. 13. X. 27.

Kl. 85 c, Gr. 6. H 118 316. Paul Hirschfelder, Berlin SW 68, Kochstraße 62. Hilfsgefäß zum Ausräumen von Schlämmen aus Flachklärbecken. 22. IX. 28.

Kl. 85 e, Gr. 9. H 78.30. Otto Herberger, München, Trappentreustraße 38. Schacht-Steigeisen. 19. V. 30.

Kl. 85 e, Gr. 9. K 113 009. Wilhelm Kern, Plauen i. Vgtl., Unterer Bahnhof. Gestänge zum Bewegen einer Klappe an der Tauchhaube eines Kanalschachtes. 17. I. 29.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.