DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 4. September 1925 Heft 38

Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Walter Sperling, Münster (Westf.).

Der Centrekanal (canal du centre) schließt bei La Louvière an die Zweigkanäle des Centre an, die zur ersten Haltung des Charleroi-Brüssel-Kanals unterhalb der Scheitelstrecke im Abstiege nach Brüssel gehören. Bei Mons setzt sich der Centrekanal im Mons-Condé-Kanal zur Schelde fort. Der Kanal führt durch das dicht besiedelte Industriegebiet des Centre. Er dient ferner zur Verfrachtung von Fettkohle aus der Borinage nach dem Osten und von Magerkohle aus dem Kohlenbecken von Charleroi nach dem Westen Belgiens. Eine besondere Bedeutung erhält er dadurch, daß er innerhalb Belgiens für das normale belgische Kanalschiff von etwa 38,50 m Länge, von rd. 5,0 m Breite und von einer Tragfähigkeit von annähernd 300 t bei 1,80 m Tiefgang die einzige Verbindung zwischen der Maas und der Schelde und den mit diesen Flüssen zusammenhängenden Wasserstraßen herstellt.

Im Zuge dieses Kanals sind auf der kurzen Strecke von rund 7,0 km Länge 66,20 m Höhenunterschied zu überwinden. Das geschieht durch vier Schiffshebewerke. Das bekannte, im Jahre 1888 vollendete Schiffshebewerk von La Louvière, Nr. 1, vermittelt den 15,40 m hohen Abstieg aus den Zweigkanälen. Im Abstande von 3,93 km folgt Hebewerk Nr. 2 von Houdeng-Aimeries, das mit dem in 384 m Entfernung folgenden Hebewerk Nr. 3 von Bracquegnies ein gemeinsames Kraftwerk zur Erzeugung des Preßwassers besitzt. Weitere 4,30 km abwärts liegt Hebewerk Nr. 4 von Thieu am Beginn des Hennetales, nach dem der Hennegau seinen Namen führt. Die drei Hebewerke Nr. 2, 3 und 4 teilen sich in den Höhenunterschied von 3 × 16,93 m = 50,80 m. Dem weiteren Abstiege bis Mons dienen sodann sechs Kammerschleusen von 5 × 4,20 m und 1 × 2,25 m Gefälle auf 12,7 km Kanalstrecke.

Unternehmerin der mechanischen Einrichtungen und der Eisenwerkaufstellung war die Aktiengesellschaft John Cockerill in Seraing bei Lüttich. Sie trug die volle Verantwortung für das Gelingen der Bauten und für die Betriebsicherheit der Hebewerke. Sie hatte auch bereits in den Jahren 1885 bis 1888 die gleichen Teile des Hebewerks Nr. 1 von La Louvière geschaffen, dessen Entwurf damals von der belgischen Brücken- und Straßenverwaltung nach den Patenten der englischen Ingenieurfirma Clark, Standerfield, Clark, der Erbauerin des Schiffshebewerks von Anderton in England, und in regem Gedankenaustausche mit den französischen Ingenieuren, die damals gleichzeitig das Schiffshebewerk von Les Fontinettes in Nordfrankreich erbauten, aufgestellt worden war.

Die Eisen- und Maschinenteile der Hebewerke Nr. 2 bis 3 wurden im Jahre 1909 in Angriff genommen. Die letzten Arbeiten daran, namentlich das Zupassen der einzelnen Betriebsteile, fielen bereits in die Kriegszeit.

Auf Veranlassung der Baudirektion beim Generalgouvernement in Belgien, der die Verwaltung der Wasserstraßen im Generalgouvernement unterstellt war, wurden die bei der Besetzung des Landes ins Stocken geratenen Bauarbeiten an den Hebewerken langsam wieder in Gang gebracht. Am 27. Juli 1917 wurde als letztes das Hebewerk Nr. 4 dem Betrieb übergeben und damit an diesem Tage der Durchgangsverkehr auf dem Centrekanal eröffnet.

Von diesem Zeitpunkt an sind dann die vier Schiffshebewerke bis zum 11. November 1918 ständig in Betrieb gewesen. Nur vom 20. Dezember 1917 bis zum 15. Januar 1918 verursachte Eisstand auf dem Kanal eine längere Verkehrssperre. Die Beseitigung kleinerer Betriebsstörungen, die Ausführung noch erforderlich werdender Nacharbeiten, das Nachsehen der Apparate, das regelmäßige Nachschleifen von Schiebern und Ventilen konnte in der Regel in den Betriebspausen erledigt werden. Nur wenige Male mußte dazu der Betrieb für ein bis zwei Tage unterbrochen werden.

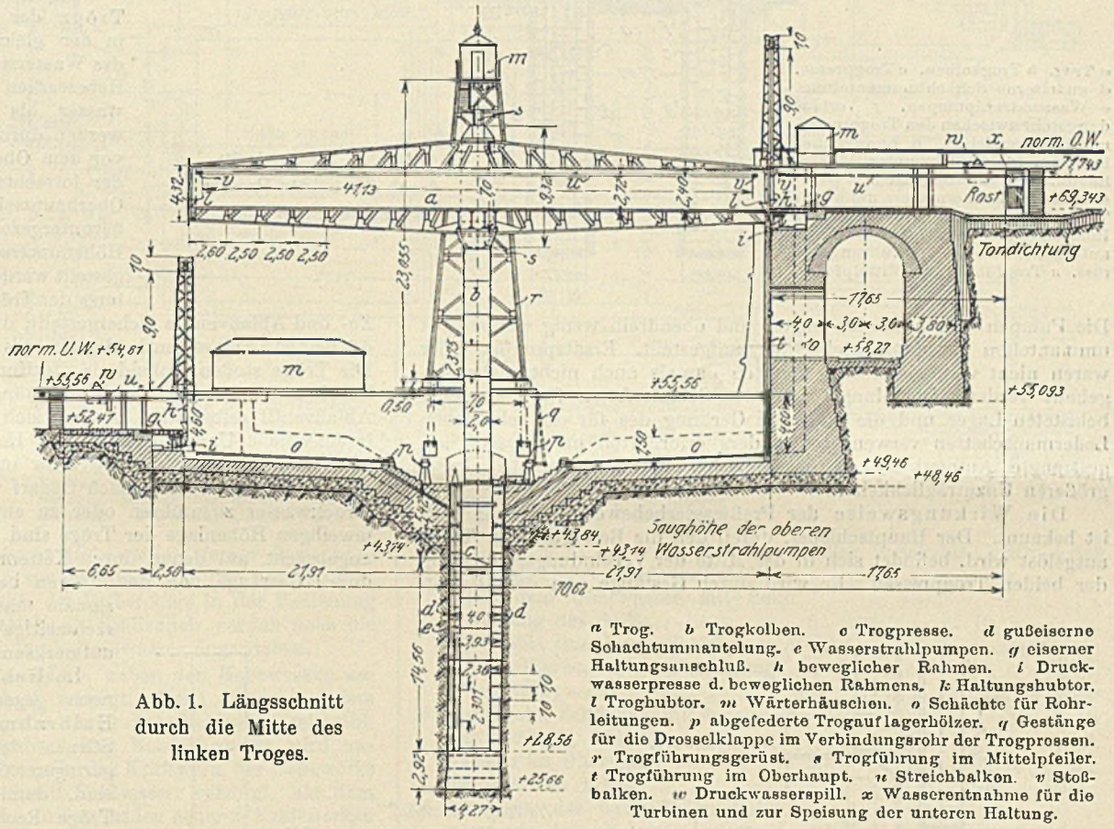
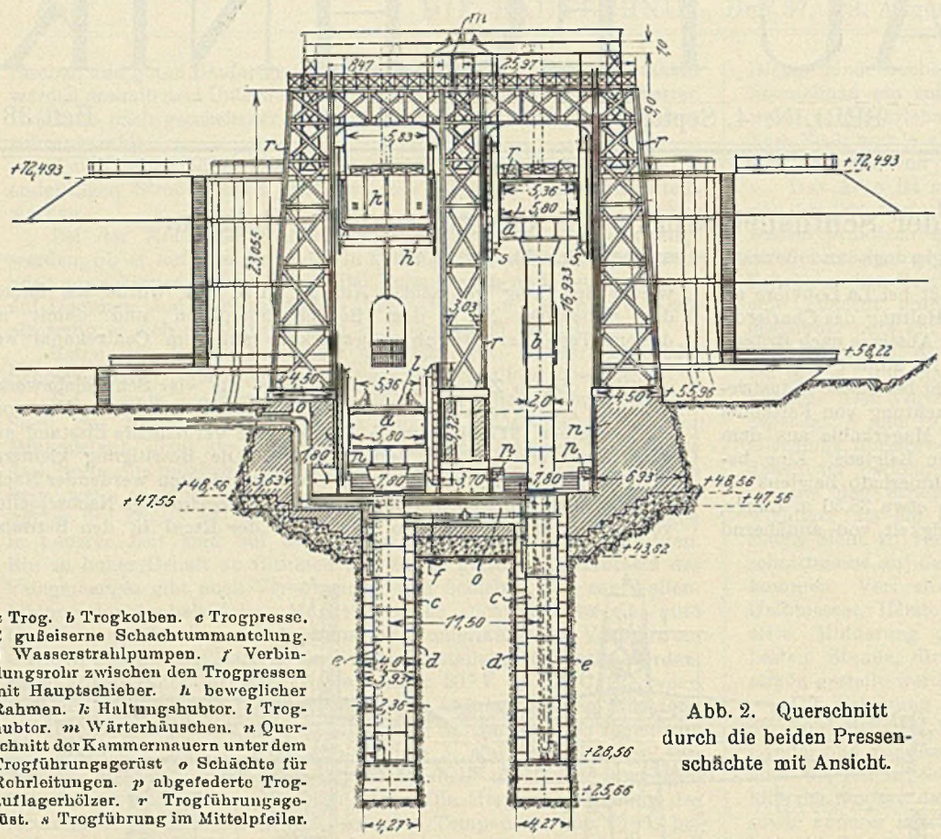


Abb. 1. Längsschnitt durch die Mitte des linken Troges.

a Trog. *b* Trogkolben. *c* Trogpresse. *d* gußeiserne Schachtummantelung. *e* Wasserstrahlpumpen. *g* eiserner Haltungsanschluß. *h* beweglicher Rahmen. *i* Druckwasserpresse d. beweglichen Rahmens. *k* Haltungshubtor. *l* Troghubtor. *m* Wärterhäuschen. *o* Schächte für Rohrleitungen. *p* abgefederte Trogauflagerhölzer. *q* Gestänge für die Drosselklappe im Verbindungsrohr der Trogpressen. *r* Trogführungsgerüst. *s* Trogführung im Mittelpfeiler. *t* Trogführung im Oberhaupt. *u* Streichbalken. *v* Stoßbalken. *w* Druckwasserspill. *x* Wasserentnahme für die Turbinen und zur Speisung der unteren Haltung.

Die Sicherheit des Kraftwerkbetriebes litt, besonders, als in der letzten Zeit sich der Schiffsverkehr stark steigerte, darunter, daß das Schleusungswasser für die unterhalb Hebewerk Nr. 4 gelegenen Schleusen, die mit jeder Füllung rd. 1000 m³ Wasser verbrauchten, aus dem Charleroi-Brüssel-Kanal entnommen und durch die Betriebsrohrleitungen der Schiffshebewerke hindurchgeführt werden mußte. Die Rohrleitungen genügten aber nicht diesem doppelten Zwecke. Ferner mußten in Hebewerk Nr. 4, da ein geeignetes weiches und elastisches Gummi für die Dichtung der Tore und der Fuge zwischen den Trogstirnen und den beweglichen Rahmen vor den Haltungshäuptern wegen der Rohstoffarmut nicht mehr beschafft werden konnte, die Dichtungsleisten statt aus Gummi aus Ulmenholz hergestellt, und da sich das Holz ungleichmäßig abnutzte, durch seitliches Aufnageln schmaler Gummistreifen fortlaufend nachgedichtet werden. Trotz dieser behelfsmäßigen Ausführung und trotz der immer wiederkehrenden Ausbesserungsarbeiten an der Dichtung konnte auch dieses Hebewerk dank der aufopfernden Hingabe der deutschen Pioniere bis zur letzten Stunde voll in Betrieb erhalten werden.

Erhebliche Betriebsschwierigkeiten verursachte die unzugängliche Anordnung der Pumpen zum Leeren der Trogkammern.



a Trog. *b* Trogkolben. *c* Trogpresse. *d* gußeiserne Schachtummantelung. *e* Wasserstrahlpumpen. *f* Verbindungsrohr zwischen den Trogpressen mit Hauptschieber. *h* beweglicher Rahmen. *k* Haltungshubtor. *l* Troghubtor. *m* Wärterhäuschen. *n* Querschnitt der Kammermauern unter dem Trogführungsgerüst *o* Schächte für Rohrleitungen. *p* abgefederte Trogauflagerhölzer. *r* Trogführungsgerüst. *s* Trogführung im Mittelpfeiler.

Abb. 2. Querschnitt durch die beiden Pressenschächte mit Ansicht.

Die Pumpen waren in den engen und obendrein wenig wasserdicht ummantelten Trogpressenschächten aufgestellt. Ersatzpumpen aber waren nicht vorgesehen und konnten damals auch nicht mehr eingebaut werden. Der Mangel an guten Schmierfetten für die schwer belasteten Lager und die schlechte Gerbung des für die zahlreichen Ledermanschetten verwendeten Leders erforderten unausgesetzt angestrengte Aufmerksamkeit im Betriebe, verursachten aber keine größeren Unzuträglichkeiten.

Die Wirkungsweise der Preßwasserhebewerke (Abb. 1 u. 2) ist bekannt. Der Hauptschieber, durch den die Bewegung der Tröge ausgelöst wird, befindet sich in der Mitte der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen. Er wird durch Gestänge von dem Hauptführerhäuschen aus geöffnet und geschlossen, das sich an höchster Stelle über dem Mittelgerüst befindet. Zum Abbremsen der Trogbewegungen dienen zwei Drosselklappen in der Verbindungsrohrleitung der Trogpressen. Sobald der niedergehende Trog mit seiner Unterkante die Mauerhöhe der Trogkammern erreicht, drückt ein an dem Troggerüst angeordneter, nur nach unten ausschwingbarer wagerechter Hebel eine etwas schräg aufgehängte Schiene (siehe Längsschnitt) in die Lotrechte. Dadurch wird mit Hilfe eines Winkelgestänges auf etwa die letzten 5 m der Trogbewegung jeweilig eine Drosselklappe allmählich geschlossen und die Wasserbewegung zwischen den beiden Trogpressen abgedrosselt. In den Endstellungen schlägt die Schiene, sobald der am Troggerüst befestigte Hebel über das Schienenende hinausgefahren ist, wieder in die anfängliche Schräglage zurück und öffnet dadurch die Drosselklappe wieder.

Gegen das Unterhaupt fahren die Tröge der drei neueren Hebewerke stets in der gleichen Höhe an. Schwankungen des Wasserstandes, die bei den drei neueren Hebewerken im Unter- wie auch im Oberwasser bis zu 50 cm betragen können, werden durch ungleiches Anfahren der Tröge vor dem Oberhaupt ausgeglichen. Dazu ist der lotrechte und ebene Trogschild auf der Oberhauptseite unter den Trogboden so tief heruntergezogen, daß die Tröge mit 1 m Höhenunterschied vor dem Oberhaupt angestellt werden können. Die genaue Einstellung der Tröge vor den Häuptern wird durch Zu- und Ablaßventile sichergestellt, die an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen beiderseits des Hauptschiebers angeordnet sind. Die Tröge stoßen, sobald sie die Endlage überschreiten, gegen Stellhebel und öffnen so mittels Gestänge das entsprechende Zu- oder Ablaßventil selbsttätig. Ändert sich anderseits die Troglage durch irgendwelche Undichtigkeiten des Hauptschiebers, der Stopfbüchsen oder dergl., so öffnet der Wärter im Hauptführerhäuschen die Zu- oder Ablaßventile auch nach Bedarf von Hand, um den Trogpressen Druckwasser zuzuführen oder zu entziehen. Zur Überwachung der jeweiligen Höhenlage der Tröge sind im Hauptführerhäuschen Skalen angebracht, auf denen durch Kettenradübersetzung und unmittelbar durch Gestänge von den Trögen bewegte Zeiger laufen. Glockensignale machen den Wärter ferner auf das rechtzeitige Bedienen des Hauptschiebers aufmerksam.

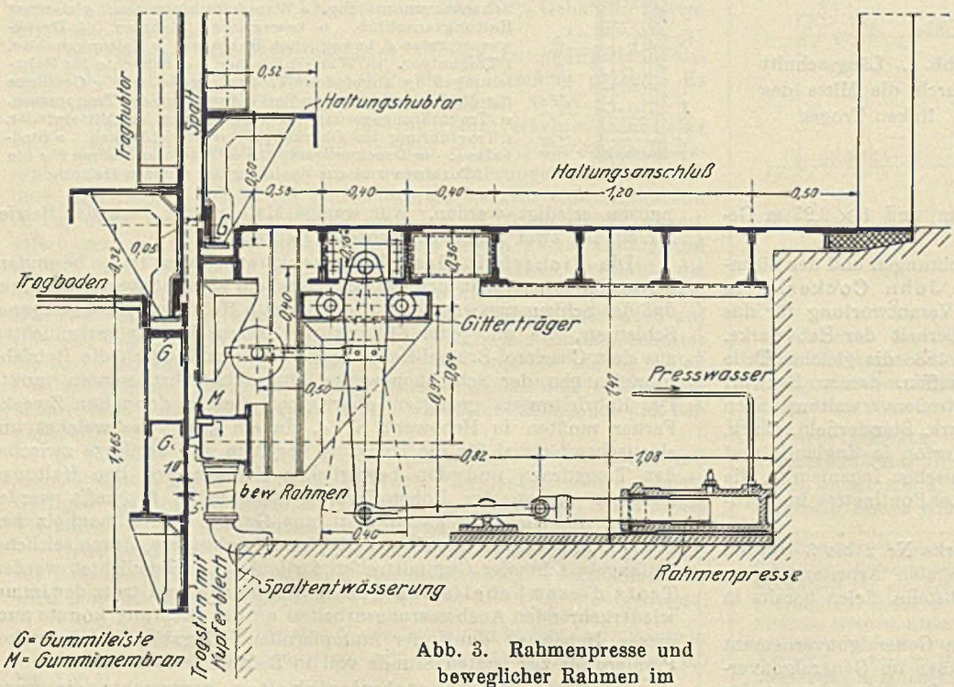


Abb. 3. Rahmenpresse und beweglicher Rahmen im Oberhaupt.

Im Hebewerk Nr. 1 fahren die Tröge noch gegen keilförmig ausgebildete Halbrahmen an, die vor den lotrechten Stirnen des Ober- und Unterhauptes in geringen Grenzen verstellbar aufgehängt sind, damit den Längenbewegungen der Tröge Rechnung getragen werden kann. Die den Trögen zugekehrten Seiten der Keilstücke und die Trogstirnen sind 1:10 gegen die Lotrechte geneigt. Durch entsprechend hohes Anfahren der Tröge werden die auf beiden Seiten der Keilstücke angeordneten 80 mm starken Gummiwulste fest gegen Trog- und Haltungsstirn gepreßt. Die hierdurch erzielte Dichtung ist eine vollkommene. Durch diese Ausführung sind aber die Endstellungen der Tröge genau festgelegt. Wasserstandsschwankungen in den Haltungen kann daher nur durch wechselnde Bemessung der Überlast im niedersinkenden Troge, erforderlichenfalls noch durch Ab- und Zulassen von Trogwasser während der Fahrt Rechnung getragen werden. Auch können bei Unachtsamkeit der Bedienung die Tröge zu hoch anfahren und dadurch unzulässige wagerechte Schübe im Hebewerk entstehen.

Bei den drei neueren Hebewerken hat man daher die Trog- und Haltungs-

stirnen lotrecht ausgeführt und zur Überbrückung der rd. 50 mm weiten Lücke zwischen den beiden Stirnen einen wagerecht beweglichen Halbrahmen angeordnet (Abb. 3). Der Halbrahmen ist mittels zweier Stangen pendelnd am Torführungsgerüst aufgehängt und durch eine umlaufende Gummimembran an die Haltungsstirn beweglich angeschlossen. Gegen die ebene, mit Kupferblech belegte Trogstirn wird er, wenn der Trog seine Endstellung erreicht hat, durch eine unter dem Haltungsanschlusse gelagerte Wasserdruckpresse angedrückt. Zur Abdichtung der Fuge dient ein auf dem Halbrahmen umlaufend befestigter schwacher Gummistreifen.

Die Haltungs- und Trogtore sind als Hubtore ausgebildet. Zum Anheben werden sie gekuppelt und alsdann durch hydraulische Pressen unter Anwendung eines umgekehrt wirkenden vierfachen Flaschenzuges bewegt. Die verschieden hohen Wasserstände im Troge und in der anschließenden Haltung werden durch geringes Anheben der Tore ausgeglichen, nachdem vorher der Raum zwischen den beiden Toren (der Spalt) durch Öffnen der Torschützen im oberen Haltungstore, bezw. im unteren Trogtore mit Wasser gefüllt worden ist.

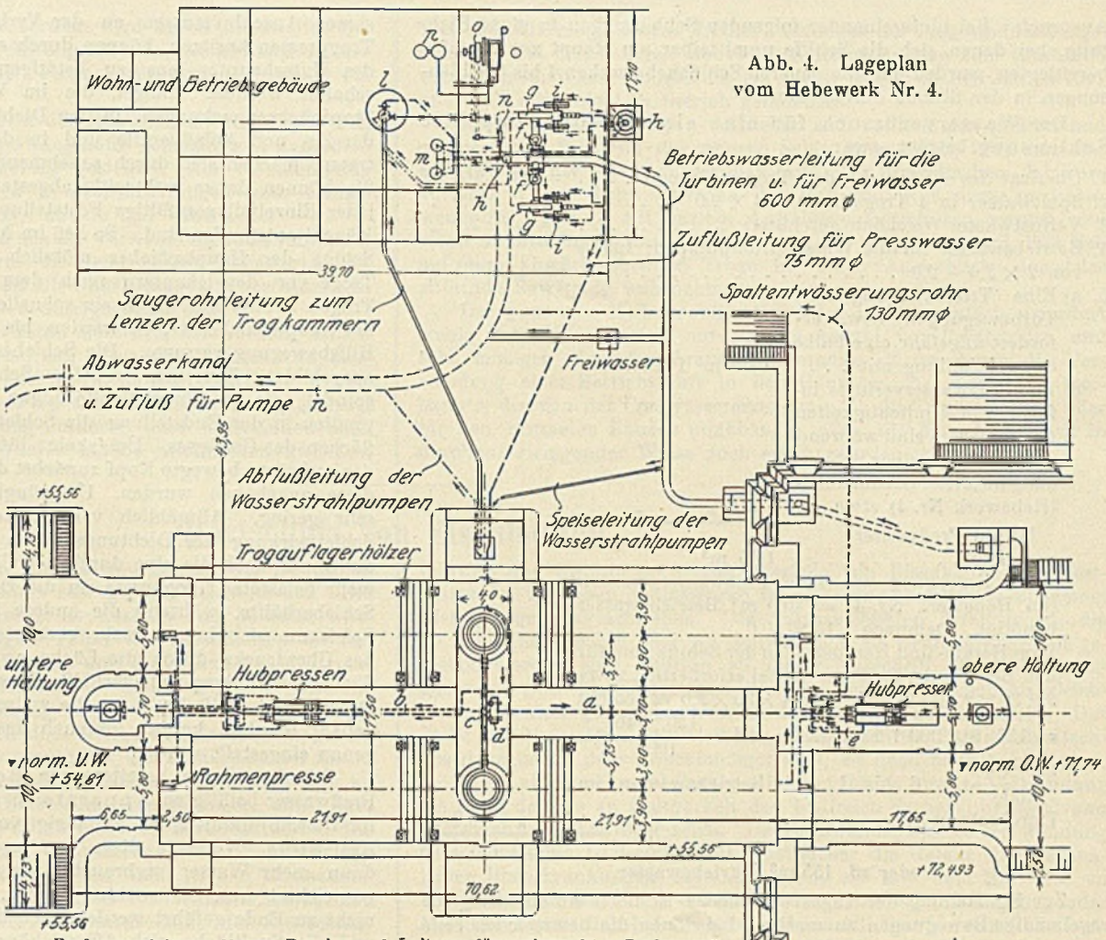


Abb. 4. Lageplan vom Hebewerk Nr. 4.

a Preßwasserleitung 50 mm Durchm. *b* Leitung für verbrauchtes Preßwasser 50 mm Durchm. *c* Hauptschieber in der Verbindungsleitung der Trogpressen. *d* Ventile. *e* Ventile und Steuerungen in den Häuptern. *f* Anlasser für die Turbine *g* Turbine. *h* Freiwasserventil. *i* Doppeltwirkende Preßwasserpumpe. *k* Sammler für 45 at. *l* Speisebrunnen, darin Zentrifugalpumpe mit Luftabscheider zum Lenzen der Trogkammern und zum Speisen der unteren Haltung. *m* Wassereiniger. *n* Zentrifugalpumpe zum Speisen der oberen Haltung aus der unteren Haltung. *o* Gasmaschine für die beiden Zentrifugalpumpen. *p* Gaserzeuger.

Preßwasser ist in den neueren Hebewerken ferner dazu verwendet worden, die Klinkhaken zur Kupplung der Tore einzudrehen, vornehmlich wohl in der Absicht, die Reihenfolge in der Bedienung der Apparate zwangläufig zu gestalten. Schließlich werden noch die Spills in allen vier Hebewerken durch Preßwasser angetrieben.

Das Preßwasser wird in besonderen, neben den Hebewerken angeordneten Kraftwerken (Abb. 4) erzeugt. Dazu dienen in jedem Kraftwerk zwei teilweise und von innen beaufschlagte Freistrahlturbinen mit wagerechter Drehachse. Das Betriebswasser wird aus dem Oberwasser eines jeden Werkes, für das Kraftwerk des Hebewerks Nr. 3, das auch das Werk Nr. 2 mit Preßwasser versorgt, aus dem Oberwasser von Nr. 2 entnommen. In den beiden neueren Kraftwerken sind mit jeder Turbine vier einfach wirkende Saug- und Druckpumpen gekuppelt. Die Pumpen drücken das Wasser unmittelbar in die zu den Hebewerken führenden Preßwasserleitungen. Zum Ausgleich des Preßwasserverbrauchs und zur Erhaltung eines gleichmäßigen Wasserdrucks im Hebewerk Nr. 1 von 40 kg/cm², im Hebewerk Nr. 4 von 45 kg/cm² und in den Hebewerken Nr. 2 und 3 von 45 bis 50 kg/cm² sind in den Kraftwerken von Nr. 1 und Nr. 4 ein Sammler, in dem Kraftwerk von Nr. 2 und 3 zwei hintereinander geschaltete Sammler angeordnet. Sind die Sammler mit Preßwasser gefüllt, so wird durch eine von den Sammlern gesteuerte Presse der Zufluß zu den Turbinen selbsttätig gesperrt. Sind sie alsdann wieder etwa bis zur Hälfte entleert, so wird der Zufluß durch dieselbe Presse wieder geöffnet und die Turbine wieder angestellt. Beide Turbinen können für sich allein oder gemeinsam zur Preßwassererzeugung benutzt werden.

Die Einzelbewegungen einer Schleusung erforderten etwa folgende Zeiten:

1. Anpressen des beweglichen Rahmens im Oberhaupt, Kuppeln der Obertore, Füllen des Spaltes . . .	— Min. 25 Sek. bis — Min. 40 Sek.
2. Heben und Verriegeln der Obertore, einschl. Einlassen des Überlastwassers in den Trog	1 „ 45 „ „ 2 „ 20 „
Zu übertragen	2 Min. 10 Sek. bis 3 Min. — Sek.
Übertrag	2 Min. 10 Sek. bis 3 Min. — Sek.
3. a) Einfahrt eines beladenen Schiffes aus dem Oberwasser mit Benutzung des Spills	5 „ — „ „ 10 „ — „
b) Einfahrt eines leeren Schiffes aus dem Oberwasser mit Benutzung des Spills	(2) „ (40) „ „ (7) „ — „
4. Entriegeln, Schließen und Entkuppeln der Tore, Ablassen des Spaltwassers im Oberhaupt	3 „ — „ „ 3 „ 30 „
5. Bewegen der Tröge	3 „ — „ „ 4 „ 30 „
6. Anpassen des beweglichen Rahmens wie unter 1 im Unterhaupt	— „ 25 „ „ — „ 40 „
7. Heben und Verriegeln der Untertore, einschl. Auslassen des Überlastwassers aus dem Trog	1 „ 10 „ „ 1 „ 45 „
8. a) Ausfahrt eines beladenen Schiffes in das Unterwasser mit Benutzung des Spills	4 „ 30 „ „ 7 „ — „
b) Ausfahrt eines leeren Schiffes in das Unterwasser mit Benutzung des Spills	(2) „ (55) „ „ 6 „ — „
9. Entriegeln, Schließen und Entkuppeln der Tore, Ablassen des Spaltwassers im Unterhaupt	— „ 35 „ „ — „ 55 „
Gesamtdauer der Schleusung eines beladenen Schiffes	19 Min. 50 Sek. bis 31 Min. 20 Sek.
Desgl. eines leeren Schiffes	15 „ 55 „ „ 27 „ 20 „

Eine Doppelschleusung mit beiden Trögen dauert etwa 6 Minuten länger. Bei flottem Betrieb greifen jedoch die einzelnen Bewegungen unmittelbar ineinander, ferner wurde die Zeit für das Bewegen der Tröge durch eine geringe Vermehrung der Überlast im niedergehenden Troge auf 2 Min. 30 Sek. abgekürzt, so daß dann die Leistungen größer waren, als sie sich aus der Zeitdauer der Einzelbewegungen ergeben. Eine Doppelschleusung nahm dann nur etwa 20 Min. in

Anspruch. Bei hintereinander folgenden Schleusungen in einer Richtung, bei denen sich die Schiffe unmittelbar am Haupt zur Einfahrt bereitlegten, wurden mit den neueren Schiffshebewerken 4 bis 6 Schleusungen in der Stunde durchgeführt.

Der Wasserverbrauch für eine einfache oder doppelte Schleusung beträgt etwa:

1. Überlast des niedergehenden Troges (32 cm)		= rd. 80,0 m³
2. Spaltwasser in 4 Trogstirnen = 4 × 2,0		= „ 8,0 „
3. Verlustwasser (reichlich geschätzt).		= „ 2,0 „
4. Betriebswasser für die Wasserstrahlpumpen: 125 % von 2 × 2,0 + 2,0		= „ 7,5 „
5. a) Eine Trogbewegung mit Torbewegungen usw. erfordert ungefähr eine halbe Sammlerfüllung mit	0,75 m³ Preßwasser	
b) Für Preßwasserverluste infolge von Undichtigkeiten der Apparate sind während der Zeitdauer einer Schleusung im Mittel anzunehmen (Hebewerk Nr. 4) etwa . .	0,40 „ „	
Mithin Preßwasserverbrauch.	1,15 m³	
Zur Erzeugung von 1 m³ Preßwasser werden (im Hebewerk Nr. 4) = 40,0 m³ Betriebswasser benötigt. Demnach 1,15 × 40,0		= „ 46,0 „
Zum Herein- und Herausziehen der Schiffe sind für den Betrieb der Spills im Mittel erforderlich etwa 2 × 30 × 2,5 (1 Schiff) oder 4 × 30 × 2,5 (2 Schiffe) = 150 bis 300 l Preßwasser oder $\frac{150 \times 40}{1000}$ bis $\frac{300 \times 40}{1000}$ = 6 bis 12 m³ Betriebswasser im Durchschnitt.		= „ 10,0 „
Insgesamt		= rd. 153,5 m³

oder rd. 155 m³ Betriebswasser.

Zur Feststellung des Tagesverbrauches ist noch ein Zuschlag für regelmäßige Bewegungen zu machen, bei denen die beweglichen Teile nachgesehen und abgeschmiert werden, und für unregelmäßige Bewegungen, die durch das Einklemmen von Fremdkörpern beim Schließen der Tore und beim Anpressen der beweglichen Rahmen notwendig werden. Weitere Zuschläge sind ferner für Verluste während der täglichen Betriebsbereitschaft gemäß Ziffer 5b zu machen.

Der Verbrauch an Betriebsstoffen, als Schmierfetten, Ölen, Packungen und Ledermanschetten, hielt sich in sehr mäßigen Grenzen.

Dagegen war der Verschleiß der bronzenen Dichtungsflächen in den Ventilen verhältnismäßig stark, wohl weil diese Ventile durch schwere Gewichte schlagartig geschlossen wurden. Auch die bronzenen Dichtungsflächen der Hauptschieber und der einseitig belasteten Ventilkegel in den Spills nutzten sich außergewöhnlich stark ab. An den übrigen bewegten Teilen war ein beachtenswerter Verschleiß nicht festzustellen.

An Bedienungsmannschaften, möglichst Handwerkern, sind erforderlich:

1 Mann zur Bedienung der Apparate im Hauptführerhäuschen,
2 „ „ „ „ „ „ Ober- und Unterhaupt,
2 „ „ Überwachung der ein- und ausfahrenden Schiffe (bei schwachem Betriebe kann von den beiden letzteren 1 Mann in Fortfall kommen),
1 Mann zur Wartung der Maschinen im Kraftwerk, insgesamt also
5 bis 6 Mann.

Vorkehrungen zur Sicherung der Tröge während der Bewegung oder in den Endstellungen für den Fall eines Bruches oder der Beschädigung irgendwelcher Teile oder der Dichtungen sind nicht vorhanden. Man hat jedoch große Sorgfalt darauf verwendet, die der Trogbewegung dienenden Teile, Apparate und Rohrleitungen, besonders fest und zuverlässig auszubilden. Alle Teile sind vor ihrem Einbau dem doppelten künftigen Betriebsdrucke ausgesetzt und auf ihr Verhalten dabei, auf Haarrisse usw. untersucht worden. Damit bei Bewegungen des Untergrundes oder des Mauerwerks die Trogpressen diesen Bewegungen nachgeben können, ohne daß, wie dies seinerzeit im Hebewerke in Anderten geschehen ist, Brüche eintreten, sind in der Verbindungsrohrleitung der drei neueren Hebewerke auf jeder Seite des festgelagerten Hauptschieber- und Ventilgehäuses zwei Kugelgelenke und zwei Stopfbüchsen eingebaut. Außerdem ist die Leitung mit stumpfem Stoße an die Trogpressenstutzen angeschlossen. Die Stoßfuge ist dabei durch eine Ledermanschette abgedichtet. Die bereits oben erwähnten Zu- und Ablaßventile für die Feinregelung der Trogstellungen, die beiderseits des Hauptschiebers auf einem gemeinsamen Anschlußstutzen an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen ansitzen, können durch ein besonders von der Plattform des Unterhauptes aus zu betätigendes Absperrventil ganz abgeschaltet werden. Mängel, die im Verlaufe des Betriebes in den Stopfbüchsenpackungen, in den Dichtungen des Hauptschiebers oder der Zu- und Ablaßventile und in den Flanschenverbindungen auftreten, machen sich durch zunehmende Preßwasserverluste kenntlich. Sie können daher rechtzeitig abgestellt werden. Immerhin erfordert jeder Einzelfall sorgfältige Feststellung der Ursachen, durch die die Mängel entstanden sind. So ließ im August/September 1918 der dichte Schluß der Hauptschieber plötzlich nach. Die feste Stellung der Tröge vor den Häuptern nach dem Wechsel der Überlast in den Trögen konnte nur durch ein schnelles Anlüften und Wiederschließen der Hauptschieber erzielt werden, bis plötzlich auch diese gefährliche Hilfsbewegung versagte. Die Schieberscheibe nämlich war zweiteilig ausgebildet. Zwischen den beiden Scheiben bewegte sich die Scheibenspindel, die in einem keilförmigen Kopfe endete. Die Keilflächen preßten in der Endstellung die Schieberhälften gegen die Dichtungsflächen des Gehäuses. Umgekehrt lüftete beim Aufdrehen der Spindel der aufwärts bewegte Kopf zunächst die beiden Schieberhälften, bevor diese angehoben wurden. Ursprünglich war der Lüftungsspielraum sehr gering. Allmählich vergrößerte er sich infolge der starken Schleifwirkung der Dichtungsflächen bei hohem Druck. Es schloß daher nur noch die eine durch den Überdruck des Preßwassers in der mehr belasteten Trogpresse an die Dichtungsfläche fest angedrückte Schieberhälfte, während die andere Schieberhälfte mit wachsendem Spielraum sich immer mehr verkantete, so daß nach dem Wechsel des Überdrucks durch die Lücke an der schrägliegenden Dichtungsfläche der anderen Schieberhälfte Wasser hindurchtrat. Mit Hilfe von Dübeln und Stellschrauben, die zwischen beiden Schieberhälften eingepaßt wurden, konnte hiernach das Spiel in den Dichtungsflächen genau eingestellt werden.

Ständige Sorge bereitete die Betriebssicherheit der durch Preßwasser betätigten Apparate in den Häuptern. Zunächst war ihr Betrieb unmittelbar abhängig von der Preßwassererzeugung im Kraftwerke. Versagte diese aus irgend einem Grunde, und wurde dann mehr Wasser verbraucht, als gerade in den Sammlern aufgespeichert war, so entstand Gefahr, daß angefangene Bewegungen nicht zu Ende geführt werden, der bewegliche Rahmen zurückgehen und die Spaltlücke sich öffnen könnten. Die Preßwassererzeugung war gefährdet, weil die Betriebsrohrleitungen der Turbinen, wie bereits angegeben, überlastet waren und weil noch nicht genügend Erfahrungen in der selbsttätigen An- und Abstellung der Maschinen vorlagen. Jedoch wurden Betriebsstörungen durch die Aufmerksamkeit des Bedienungspersonals verhütet. Eine zweite Gefahr lag in der Möglichkeit eines Rohrbruches oder in der Lösung einer Rohrverbindung. Tatsächlich ist durch das Herausreißen der Stiftschrauben infolge fahrlässiger Herstellung des Rohranschlusses an einer der Rahmenpressen im Unterhaupte des Hebewerks Nr. 4 eine größere Betriebsstörung entstanden, während man gerade damit beschäftigt war, eine geringfügige Klemmung an den aufgezogenen Untertoren zu beseitigen. Der Rahmen ging infolgedessen, während die Tore noch geöffnet waren, zurück, und die Trogkammern wurden unter Wasser gesetzt. Danach wurde in Aussicht genommen, Vorrichtungen einzubauen, die die Rahmen in ihrer angepreßten Stellung an den Trogstirnen verriegeln sollten. Diese Vorrichtungen wurden aber nicht mehr fertiggestellt.

Damit in den Oberhäuptern das Trogtor von dem Haltungstor noch gelöst werden kann, wenn infolge irgendwelcher Undichtigkeiten oder Unachtsamkeiten der vor dem Oberhaupte stehende Trog abzusinken beginnt, selbst wenn beide Tore durch die Klinkhaken gekuppelt sind, ist in das Entkupplungsgestänge noch ein besonders schweres Gewicht eingebaut. Durch Einrücken und Fallenlassen dieses Gewichtes sollen dann die erheblichen Reibungswiderstände in den Klinkhaken der gekuppelten Tore überwunden werden können. Diese Einrichtung ist aber in der ganzen Betriebszeit nicht einmal in Tätigkeit gesetzt worden.

Die Tore werden, sobald sie vollständig geöffnet sind, durch zwei Keile abgefangen, die unter zwei in die Torführungen eingreifende, oben an den Toren befestigte Haken eingeschoben werden. Eine Vorrichtung, mittels deren die Tore von den Keilen abgehoben werden können, wenn der Preßwasserdruck in den Hubpressen der Tore nachlassen sollte, ist jedoch nicht vorgesehen.

Zur Verhütung falscher Bewegungen der Apparate durch die Wärter sind die Apparate im Hauptführerhäuschen und in den Führerhäuschen auf den Häuptern durch Gestängeübertragung und Verriegelung in eine solche Abhängigkeit voneinander gebracht worden, daß der Hauptschieber erst geöffnet werden kann, wenn alle Apparate im Ober- und Unterhaupte in Ruhestellung gebracht und verriegelt worden sind, und umgekehrt, daß die Apparate in den Häuptern erst bedient werden können, wenn der Hauptschieber geschlossen und in

dieser Stellung verriegelt ist. Außerdem wird durch ein zweites Gestänge zwischen Oberhaupt und Mittelgerüst das Ablaßventil an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen verriegelt, sobald die Trogtore angehoben werden.

Die Bedienung der Apparate in den Häuptern ist zum Teil durch die Reihenfolge der Steuerungen zwangläufig gemacht und außerdem noch durch Schubstangenverriegelung gesichert. Zur Verständigung der Wärter untereinander führen Sprechrohrleitungen vom Hauptführerhäuschen nach den Häuptern und in den Ventilkeller.

Bei Frostwetter haben sich aus der Verwendung von Preßwasser keine Unzuträglichkeiten ergeben. In den neueren Hebewerken ist die Frostgefahr um so geringer, als alle Rohrleitungen in geschlossenen Gängen oder in heizbaren Räumen untergebracht sind.

Der Betrieb mußte bei Frostwetter unterbrochen werden, sobald sich an den Trog- und Haltungsstirnen Eiszapfen bildeten, da hierdurch eine Beschädigung des Dichtungsgummis befürchtet wurde. An Frosttagen konnte daher nur in den Mittagsstunden geschleust werden, wenn die Eiszapfenbildung aufhörte, unter Umständen nach Eingießen von angewärmtem Wasser in die Spaltlücken zwischen Trog- und Haltungsstirnen. In den Führungen der Trog- und Haltungstore sind bei den neueren Hebewerken Rohrleitungen zum Einführen von warmem Wasser eingebaut, sie waren jedoch in den Jahren 1917 und 1918 noch nicht in Betrieb genommen.

Die Trogbewegungen vollziehen sich vollkommen stoßfrei und geräuschlos. Während des ganzen Schleusenbetriebes hört man nur das Gleiten der Torführungsrollen und das Aufklatschen der Tore auf das Wasser beim Bewegen der Hubtore. Nur ausnahmsweise, wenn die Obertore mit hartem Aufschlage geschlossen werden und wenn unmittelbar darauf die Trogbewegung eingeleitet wird, läßt sich auf dem abwärtsgehenden Troge für einen Augenblick eine leise zitternde Bewegung wahrnehmen.

Der gesamte Hebewerkbetrieb ist denkbar einfach, erfordert wenig Betriebstoffe, eine nur geringe Anzahl von Ersatzteilen und sehr mäßigen Energieverbrauch. Immerhin dürfte durch die Verwendung einer Betriebskraft in den Häuptern, besonders im Oberhaupte, die von der Preßwassererzeugung für die Trogbewegung oder für den normalen Betrieb unabhängig wäre, die Betriebsicherheit in durchaus zwingender Weise noch erhöht werden müssen.

Alle Rechte vorbehalten.

Rostschutz von Eisenbauten.

Die vielen eisernen Brücken, Hallen und Dächer der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft stellen einen sehr großen Geldwert dar. Die gute Unterhaltung dieser Bauwerke ist deshalb von höchster wirtschaftlicher Bedeutung. Der ärgste Feind der Eisenbauten ist der Rost, der durch die Witterungseinflüsse und durch Rauchgase hervorgerufen wird. Ihn von den Eisenbauten fernzuhalten, ist mit die wichtigste Aufgabe der Unterhaltung dieser Bauten. In der Kriegszeit und in der ersten Zeit nach dem Kriege konnte aus Mangel an geeigneten Rostschutzmitteln nur wenig für den Rostschutz der Eisenbauten getan werden; es stellten sich deshalb nach dem Kriege an vielen Eisenbauten erhebliche Zerstörungserscheinungen ein. Zum Teil sind diese Erscheinungen wohl auch darauf zurückzuführen, daß man vielfach dem Rostschutz der Eisenbauten nicht die Bedeutung beimaß, die ihm unbedingt zukommt, daß man in den Rostschutzfarben Geheimfabrikate der verschiedenen Rostschutzfarbenfabriken erblickte und sich deshalb um die Zusammensetzung der Rostschutzfarben für Eisenbauten nur wenig kümmerte.

In den letzten Jahren ist nun die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft mit Nachdruck bemüht gewesen, den Rostschutz der Eisenbauten auf eine neue Grundlage zu stellen. Sie hat zunächst Versuche mit dem Metallspritzverfahren durchgeführt, die festzustellen bezweckten, ob nicht mit diesem Verfahren ein erheblich besserer Rostschutz als mit Rostschutzfarben erzielt werden könne[1]). Diese Versuche haben leider nicht den erhofften Erfolg gehabt. Schuld daran ist vielleicht weniger das Verfahren an und für sich als der Umstand, daß das Verfahren für große Eisenbauten im Freien noch nicht soweit durchgebildet ist wie für kleine Eisenteile in der Fabrik. Jedenfalls muß auf Grund der Versuche vorläufig von einer ausgedehnten Verwendung des Metallspritzverfahrens bei Eisenbauten abgesehen werden.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat dann mit den größeren und bewährten Rostschutzfarbenfabriken die Fühlung aufgenommen, in gemeinsamer Arbeit mit diesen und mit dem Reichsverband für das deutsche Malergewerbe die Frage der Zusammensetzung, der Herstellung und Verarbeitung geeigneter Rostschutzfarben eingehend studiert und schließlich im Benehmen mit den genannten Stellen die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke", die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken" und die „Richtlinien für die Ausführung und Unterhaltung des Anstrichs von Eisenbauwerken" festgesetzt.[2]) In diesen Bedingungen ist als Grundierungsfarbe allgemein Bleimennige vorgeschrieben. Die ausgezeichneten Erfahrungen, die an alten Eisenbauten mit der Bleimennige als Grundierungsstoff gemacht worden sind, führten zu dieser Vorschrift. Für die Deckanstriche sind bleihaltige und bleifreie Rostschutzfarben als gleichwertig in den genannten Vorschriften nebeneinander gestellt. Der Streit der Meinungen, ob bleihaltige oder bleifreie Farben als Deckanstriche besser oder zweckmäßiger sind, ist noch nicht entschieden.

Die Anhänger der bleihaltigen Farben führen für ihre Verwendung ins Feld, daß sie an Haltbarkeit den bleifreien Farben überlegen und wirtschaftlicher als diese seien. Dem Einwande, daß bei Verwendung der bleihaltigen Farben für die Anstreicher die Gefahr der bedenklichen Bleierkrankungen bestehe, wissen sie mit dem Hinweise zu begegnen, daß man diese Gefahr bei Außenanstrichen bei genügender Vorsicht, namentlich bei Beachtung der amtlichen Vorschriften (Bleimerkblätter) ausschalten könne.

Die Anhänger der bleifreien Rostschutzfarben verwerfen die bleihaltigen Farben aus Gründen der Volksgesundheit, weil trotz aller Merkblätter und Vorschriften infolge der menschlichen Trägheit Bleierkrankungen bei Verwendung von bleihaltigen Farben nicht zu vermeiden seien, und aus Gründen der Volkswirtschaft, weil das Blei zum größten Teil ein Einfuhrstoff sei. Für die Verwendung der bleifreien Farben sprechen nach ihrer Ansicht außerdem der Umstand, daß diese im allgemeinen billiger als die bleihaltigen Farben seien, und die Tatsache, daß die Anstriche aus bleifreien Farben eine ebenso lange Lebensdauer wie die aus bleihaltigen Farben hätten.

Zur endgültigen Klärung der strittigen Frage hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft umfangreiche Versuche an Brücken mit einer großen Anzahl von Überbauten eingeleitet. Es werden erprobt:

1. Grundanstrich und Deckanstriche aus bleihaltigen Farben,
2. Grundanstrich und Deckanstriche aus bleifreien Farben,
3. Grundanstrich aus Bleimennige und Deckanstriche aus bleifreien Farben.

Bis zum Abschluß dieser Versuche wird die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft bleihaltige und bleifreie Farben für Deckanstriche von Eisenbauten als gleichwertig ansehen. Schaper.

[1]) Vergl. Kreß, Rostschutz eiserner Brücken durch eine Metallschicht. „Die Bautechnik" 1924, Heft 20, S. 205.

[2]) Vergl. hierzu Hülsenkamp, Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn. „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 187.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen.

Von Reichsbahnrat O. Blunck, Mitglied der Reichsbahndirektion Altona.

Der Aufsatz in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, über einen schweren Unfall beim Bau der Überführung der Schleswiger Straße in Flensburg hat in Fachzeitschriften einen lebhaften Widerhall gefunden. In der „Bautechnik" 1924, Heft 49, S. 560, hat sich Baurat Bernhard, angeregt durch den genannten Aufsatz, zum Ausrüsten von Brückengewölben geäußert. In „Beton u. Eisen" 1925, Hefte 8, 9, 12 u. 15 sind darüber handelnde Aufsätze erschienen von Prof. Möller, Prof. Colberg, Prof. Mörsch, O. Kersten, Dr. Emperger und Dr. Fritsche.

Die erste Veröffentlichung des Unfalls in der „Bautechnik" wurde seinerzeit von der Reichsbahnverwaltung veranlaßt, um die Lehren, die aus diesem Unfall zu ziehen waren, der Fachwelt nutzbar zu machen. Bei der Untersuchung des Unfalls wurde als Ursache festgestellt, daß beim Ausrüsten der Dreigelenkbogen die Stützen ausgehend von den Mitten der Gewölbeschenkel entfernt wurden, während die Stützen unter dem Scheitelgelenk bis zuletzt in ihrer Anfangstellung stehen blieben. Da hierbei im Scheitelgelenk nicht der richtige Gewölbedruck entstehen konnte, wurden die Gewölbeschenkel balkenartig beansprucht und stürzten ein. Der leitende Oberingenieur der Baufirma hat dieses Verfahren ohne die ausdrücklich geforderte vorherige Verständigung der zuständigen Bauabteilung eigenmächtig angeordnet, nachdem er auf Grund von Literaturangaben zu der Überzeugung gelangt war, daß ein Dreigelenkbogen als ein System von zwei Zweigelenkbogen aufzufassen sei, und daß dementsprechend das Ausrüsten von der Mitte eines jeden Gewölbeschenkels aus vorgenommen werden müsse,

während die Stützen unter dem Scheitelgelenk bis zuletzt in ihrer Anfangstellung stehen bleiben könnten.

Als Urheber des Verfahrens, bei Dreigelenkbogen mit dem Ausrüsten in der Mitte der beiden Gewölbeschenkel zu beginnen, allerdings unter baldiger Mitnahme des Scheitelgelenks, bekannte sich auf der diesjährigen Tagung des Deutschen Betonvereins Prof. Colberg, Hamburg. In längerer Aussprache wurde auf dieser Tagung das Verfahren des Prof. Colberg von ersten Fachmännern verurteilt.[1])

Prof. Colberg beabsichtigte danach in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9 vom 5. Mai sein Verfahren nochmals zu verteidigen, indem er den Einsturz der Flensburger Bogen auf andere Ursachen als falsches Ausrüsten zurückzuführen versucht. Diese Ausführungen sind durchweg als unzutreffend zurückzuweisen. Da ich als zuständiger Dezernent für Brückenbau die Ursachen des Unfalles in erster Linie zu untersuchen hatte, fühle ich mich berufen, auf die Einwendungen des Prof. Colberg zu erwidern.

Die wesentlichsten Beanstandungen Prof. Colbergs sind kurz folgende:

1. Die Endquerträger über den Widerlagern und den Scheiteln hätten wegen ihrer z-förmigen Gestaltung im Grundriß und der hierdurch bedingten sprunghaften Auflagerungen Nebenspannungen in den Aufbau gebracht, die sich jeder rechnerischen Erfassung entziehen.

Entgegnung: Die Fahrbahntafel mitsamt ihren Querträgern sollte erst betoniert werden, nachdem die Bogen abgesenkt waren. Die Querträger waren noch gar nicht vorhanden, hatten also mit dem Einsturz der Bogen gar nichts zu tun.

Im übrigen bildet je ein schiefer Endquerträger mit dem nächsten normalen Querträger und der Fahrbahn eine dreieckige Platte, die mit einer Seite auf der einen Gewölberippe, mit der abgestumpften Spitze auf der anderen Rippe aufliegt, deren Kraftwirkungen also leicht und einwandfrei nachgeprüft und durch geeignete Längs- und Querbewehrung berücksichtigt werden können. Die Behauptung, der ganze Entwurf sei wegen der gewählten Anordnung der Querträger verfehlt, entbehrt jeder verständlichen Begründung.

2. Die seitliche Knicksicherheit der Gewölberippen soll ungenügend gewesen sein.

Entgegnung: Bei der Untersuchung der Knickfestigkeit der freien Gewölberippen brauchte nur das Eigengewicht der Gewölberippen berücksichtigt zu werden und zwar nur für den kurzen Bauzustand unmittelbar nach der Absenkung. Nach Fertigstellung der Brücke wären die Gewölberippen fast auf die Hälfte ihrer Länge allein schon durch die Fahrbahntafel und die Querträger ausgesteift gewesen.

Der Kämpferdruck aus dem Gewicht der Gewölberippen allein betrug nur 466 t und erzeugte in der Kämpferfuge eine Spannung von nur 12,3 kg/cm², der wagerechte Schub betrug nur 427 t und erzeugte im Scheitel eine Spannung von nur 12,7 kg/cm²; die größte Spannung im Gewölbe betrug 14 kg/cm². Der von Prof. Colberg angegebene Kämpferdruck entspricht fast genau dem zu 1108 t ermittelten Kämpferdruck für Vollbelastung der Brücke. Bei einem solchen Irrtum in der Voraussetzung wird die von ihm angegebene rechnerische Schlußfolgerung natürlich hinfällig.

Im übrigen erscheint es nicht richtig, das Untersuchungsverfahren für Knickfestigkeit, das für einen geraden, allein in seiner Längsachse beanspruchten Stab gilt, auf den Dreigelenkbogen unter Zugrundelegung der ganzen Bogenlänge anzuwenden. Die Untersuchung auf Knickfestigkeit unter Berücksichtigung des Schlankheitsgrades kommt höchstens für die einzelnen Gewölbeschenkel in Frage. Für diese ist der Schlankheitsgrad aber nur 1 : 8,7. Bei einem allein in seiner Längsachse übermäßig beanspruchten geraden Stab läßt eine Abweichung der Stabachse von der Geraden wegen Fehlens einer Gegenkraft eine immer größere Verbiegung des Stabes entstehen, die schließlich zum Bruch führt. Bei dem vorliegenden Dreigelenkbogen aber übt das Gewicht der sich im Scheitelgelenk gegeneinander stützenden Gewölbeschenkel bei den gewählten Abmessungen der Konstruktionsteile auf eine im Scheitel wagerecht und quer zur Bogenachse durch praktisch mögliche exzentrische Beanspruchung des Bogens entstehende Kraft infolge des Momentes in bezug auf die Verbindungslinie der abgelegenen Enden der Kämpfergelenke eine solche Gegenkraft aus, daß die Knicksicherheit für alle praktisch möglichen Beanspruchungen auch seitlich voll gewahrt wird.

Der örtliche Befund der Bruchstücke schloß seitliches Ausknicken als Ursache völlig aus. Denn wie schon in der „Bautechnik" 1924, Heft 46 und teilweise aus den Bildbeilagen in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9 ersichtlich, zeigt keines der Bruchstücke Absplitterungen auf den Seitenflächen der Lamellen, vielmehr wiesen alle Bruchflächen fast genau wagerechte Mantellinien auf. Die etwas seitliche Lage der Scheitelgelenkkörper ist dadurch leicht zu erklären, daß sich diese Körper im Fallen um den Fußpunkt der noch vorhandenen Stützen drehten. Die Aussparungen waren zu beiden Seiten angeordnet und nahmen im Höchstfalle in der Nähe des Scheitels 7 bis 8 % der Querschnittflächen ein, waren also bei den vorhandenen Sicherheitsgraden der verschiedenen Konstruktionsteile in bezug auf den Einsturz des Bogens bedeutungslos. Die Behauptung von der seitlichen Knickung wird ferner widerlegt durch den Bericht eines Augenzeugen über die Wahrnehmungen beim Einsturz des ³/₄ Stunden später einbrechenden zweiten Bogens, bei dem deutlich der nach unten klaffende Riß beobachtet wurde („Bautechnik" 1924, Heft 46, S. 525, 2. Abs.).

Während die beiden Gewölberippen im vorliegenden Fall fast genau auf die Hälfte ihrer Länge durch die Fahrbahnplatte mit den Querträgern ausgesteift werden sollten, hat z. B. die in der „Deutschen Bauzeitung" 1910, S. 49 erwähnte Walnut Lane Bridge in Philadelphia keinerlei Verbindung der im Scheitel nur 5,49 m breiten Gewölberippen, deren Stützweite etwa 73 m beträgt, obwohl bei der gewählten Fahrbahnausbildung die Innenkante der Gewölberippen stärker belastet ist als die Außenkante und obwohl beim Betonieren der Gewölbe das Lehrgerüst sich derart verdrückte, daß zwischen den Kämpferlamellen sich die Fugen öffneten.

3. Das Fehlen der Eiseneinlagen in den schlanken Gewölberippen wird bemängelt.

Entgegnung: Selbstverständlich sind für den Fall unvorhergesehener Ausführungsfehler Eiseneinlagen vorteilhaft. Unbedingt notwendig waren diese bei richtiger Ausrüstung der vorliegenden Gewölbe in statischer Hinsicht nicht. Es mag daran erinnert werden, daß unsere alten Dombaumeister mindestens ebenso kühne Konstruktionen in massiver Bauweise auch ohne Eiseneinlagen ausgeführt haben, die schon seit Jahrhunderten halten. Auch neueste Bauwerke von sehr schlanker Gestaltung sind ohne Eiseneinlagen ausgeführt worden, z. B. Pétrusse-Brücke in Luxemburg mit dem Schlankheitsgrad 1 : 15,9, die Rocky-Brücke in Amerika (Eng. News 1906, S. 323 und S. 507) mit dem Schlankheitsgrade 1 : 15,6, ferner die Monroe-Brücke in Amerika (Eng. News 1909, Bd. 62, S. 241—43), mit einem Schlankheitsgrade von 1 : 17,8. Der entsprechende Schlankheitsgrad der eingestürzten Bogen war 1 : 16,6. Unter Schlankheitsgrad wird bei vorstehenden Angaben das Verhältnis der Gewölbebreite zur Stützweite verstanden.

4. Der Beton soll nach der Untersuchung Prof. Colbergs mangelhaft gewesen sein.

Entgegnung: Einen Auftrag zur Untersuchung der Stoffe hat Prof. Colberg weder vom Gericht noch von den zuständigen Behörden erhalten; es kann deshalb die Auswahl der untersuchten Stoffe nicht nachgeprüft werden. Die gewählten und in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, angegebenen Mischungsverhältnisse wurden bestimmt auf Grund sorgfältiger Laboratoriumversuche. Daß der Schleswiger Kies nicht zu den besten Sorten gehört, ist der Reichsbahnverwaltung bekannt; es wurde daher auch Basaltsplitt als Zusatz verwendet. Mit diesem Zusatz erhielt der Beton nach 28 Tagen die Festigkeit von 170 kg/cm², was durch sorgfältige Laboratoriumversuche festgestellt wurde. Bei der Ausführung der Bogen wurde sorgfältig darüber gewacht, daß die im Laboratorium als zweckmäßig festgestellte Mischung auch wirklich verwendet wurde. Der Bauaufsichtsbeamte hatte sein Hauptaugenmerk auf genaue Innehaltung des gewählten Mischungsverhältnisses zu richten; zur dauernden Überwachung bei jeder einzelnen Mischung wurde noch ein vereidigter Arbeiter der Reichsbahnverwaltung bei der Mischmaschine aufgestellt. Ferner wurde die Güte des bei der Bauausführung verwendeten Betons durch Abdrücken von Probewürfeln, die aus dem tatsächlich verwendeten Beton hergestellt waren, mit gutem Erfolge kontrolliert. Auch die von der Verwaltung sofort nach dem Einsturz angeordnete Betonuntersuchung ergab eine gute Übereinstimmung mit den vorgesehenen Mischungsverhältnissen.

Wie unter 2. erwähnt, konnte die Höchstspannung an dem frei stehenden Bogen nur 14 kg/cm² betragen. Der Zement war anerkanntermaßen einwandfrei. Glaubt denn wirklich irgend jemand, daß der unter den angegebenen Vorsichtsmaßregeln hergestellte Beton bei richtigem Ausrüsten der Bogen überbeansprucht worden wäre? Selbst der Einwand, die vorgeschriebene Mischung wäre an einer Stelle des Bogens nicht innegehalten worden und an dieser Stelle hätte der Bruch stattgefunden, könnte nicht aufrecht erhalten werden, da sich Bruchstellen an allen vier Bogen in ziemlich gleicher Entfernung von den Scheiteln gebildet haben. Ein Zufall lag demnach nicht vor.

5. Die Lehrgerüste sollen wesentliche Mängel gehabt haben, insbesondere wird die große Anzahl der verwendeten Stützen beanstandet.

Entgegnung: Das vom Unternehmer vorgeschlagene Lehrgerüst wurde anfangs auch von der Reichsbahnverwaltung beanstandet. Nachdem aber nachgewiesen war, daß derartige Lehrgerüste mit so vielen Stützen u. a. auch in Amerika mit gutem Erfolg, und zwar bei Brücken von weit größerer Spannweite verwendet worden waren (vergl. z. B. das Lehrgerüst der Mississippi-Brücke Neapolis, Spannweite 121,9 m), und die Beschaffung anderer Lehrgerüstmaterialien als bereits vorhandene bei den seinerzeit herrschenden Inflationsverhältnissen auf große Schwierigkeiten gestoßen wäre, ließ die Bau-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 10 u. 11 und „Beton u. Eisen" 1925, Heft 6.

verwaltung ihre grundsätzlichen Bedenken fallen. In bezug auf die Verwendung von Keilen für die Ausrüstung wird darauf hingewiesen, daß z. B. das Lehrgerüst für die Walnut Lane Bridge, Philadelphia von 73 m Spannweite ebenfalls unter Verwendung von Keilen abgesenkt worden ist. Betreffs der beiden beanstandeten Erdkörper wird hervorgehoben, daß der eine zur Durchführung eines Baugleises beibehalten werden mußte. Falsche Sparsamkeit war nicht der Grund, die Erdkörper an ihrer Stelle zu belassen. Auf den Böschungen waren die Sohlschwellen in Betonplatten eingelassen, auf der Oberfläche waren sie durch Betonsockel unterstützt. In den sorgfältig eingeschlemmten Sand über den Fundamentvorsprüngen wurden lange starke Hölzer quer zur Brückenachse eingeschlemmt. Auf diesen lagerten die Sohlschwellen der Lehrgerüste. Die Lehrgerüste haben während des Betonierens nur sehr geringe Einsenkungen erfahren, an ihren Scheiteln nur 9 bezw. 7 mm, unter den wesentlich stärkeren Mitten der Gewölbeschenkel bis zu 20 mm. Bei den sehr geringen Beanspruchungen der Hölzer von nur 6 bis 10 kg/cm² und dem außerordentlich geringen Bodendruck von 0,4 bis 0,5 kg/cm² war auch nicht mehr zu erwarten. Trotz scharfer Beobachtung nach dem Betonieren konnten irgendwelche Veränderungen des Lehrgerüstes und der Betonbogen nicht beobachtet werden, selbst an der Stelle nicht, wo die Sohlschwellen mit einem Ende auf dem Widerlagerbeton, im übrigen aber auf dem Sandboden auflagen. Vergleichsweise wird darauf hingewiesen, daß z. B. bei der Eisenbetonbrücke über den Neckar bei Cannstatt die Einsenkungen des Lehrgerüstes bei etwas geringerer Gewölbestärke im Scheitel 35 mm und in der Mitte der Gewölbeschenkel 50 mm betrugen.

Prof. Colberg beanstandet ferner, daß für die Unterstützung der Lehrgerüste nicht mit Frostbuckeln gerechnet wurde. Der Leser mag selbst entscheiden, inwieweit eine solche Forderung für Gewölbe, die im Herbst ausgerüstet wurden, dazu bei vollständig trockenem Gelände, angebracht ist.

Für das Absenken der Lehrgerüste waren dem Oberingenieur der Firma von der zuständigen Bauabteilung schon während der Verhandlungen über die Zulassung des Abrüstens Richtlinien über den allgemein zu vollziehenden Arbeitsvorgang an Hand besonders namhafter Beispiele, u. a. der oben benannten Brücke über den Neckar bei Cannstatt, erteilt worden. Auf die besondere Schwierigkeit des allgemeinen Absenkens war er hingewiesen und ihm eine Dauer von mindestens ebenso vielen Tagen wie sonst Stunden vorausgesagt worden. Außerdem war von ihm die Aufstellung eines Plans über den Absenkungsvorgang verlangt und eine rechtzeitige Mitteilung über den Termin des Absenkens gefordert worden, damit die nötigen Meßinstrumente herbeigeschafft werden konnten. Ferner war die Firma vertraglich verpflichtet, für das Ausrüsten die schriftliche Genehmigung einzuholen und den Beginn des Ausrüstens mindestens 48 Stunden vorher anzuzeigen. Die Firma hat aber unter Nichtbeachtung entgegenstehender vertraglicher Bestimmungen geglaubt, eigenmächtig vorgehen zu sollen, wodurch sie sich nebenbei bemerkt selbst schwer geschädigt hat.

Mit den vorstehenden Ausführungen dürfte auch die Frage des Herrn C. Kersten im Aufsatz „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9, S. 146, wo die maßgebenden Herren der auftraggebenden Behörde gewesen wären, ihre Erledigung in ausreichender Weise gefunden haben. Auch die Behauptung Dr. Empergers in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 13, S. 138, man hätte es mit der Kontrolle des Betons nicht so genau genommen, muß nach Vorstehendem als unbegründet zurückgewiesen werden. Dr. Emperger führt außerdem in demselben Aufsatz aus, daß das Pfeilverhältnis und das Schlankheitsverhältnis der Flensburger Betonbogen besonders ungünstig gewesen wären. Auch diese Angaben sind unzutreffend. Das Pfeilverhältnis war nicht 1 : 12, sondern genau 1 : 9,7 und das Schlankheitsverhältnis nach seiner Definition war nicht 1 : 16, sondern 1 : 12,2. Die Flensburger Brücke ist also nicht die flachste der in Vergleich gezogenen Brücken, wie angegeben, sondern steht in bezug auf die flache Gestaltung der angegebenen anderen sieben Brücken erst an fünfter Stelle. Es ist daher ungerechtfertigt, die angegebenen Schlußfolgerungen ganz besonders auf die Flensburger Bogen anwenden zu wollen.

Nach den Ergebnissen meiner eigenen Untersuchungen kann ich nur bestätigen, daß der Einsturz der Flensburger Bogen lediglich durch das falsche Ausrüsten verursacht worden ist, indem der Unternehmer die Stützen unter den Scheiteln in ihrer Anfangsstellung belassen und die übrigen Stützen ausgehend von den Mitten der Gewölbeschenkel sofort beseitigt hat. Diese unverständlichen Maßnahmen waren um so bedenklicher, als es sich hier um ziemlich flache Bogen handelte und die verwendeten Lehrgerüste in senkrechtem Sinne sehr starr waren.

Im übrigen wurde die bei der Aussprache in der diesjährigen Versammlung des Betonvereins angeregte grundsätzliche Frage, ob bei einem Dreigelenkbogen das Lehrgerüst in erster Linie unter dem Scheitel abgesenkt werden muß, oder ob zuerst in beiden Gewölbehälften von deren Mitte ausgehend abzusenken ist, außer in der erwähnten Versammlung in den beiden Aufsätzen von Prof. Dr. Max Möller, Braunschweig („Beton u. Eisen" 1925, Heft 8, S. 130) und Prof. Dr. Mörsch, Stuttgart („Beton u. Eisen" 1925, Heft 9, S. 144) so klar und überzeugend dargelegt und unter Berücksichtigung der Verhältnisse der Praxis zugunsten des ersteren Verfahrens entschieden, daß es sich erübrigt, an dieser Stelle weiter darauf einzugehen.

Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. E. Weise, Berlin-Schöneberg.

(Schluß aus Heft 37.)

III. Wassergehalt.

Da nun das dem Betongemenge in der Mischtrommel zugesetzte Leitungswasser den Hauptbestandteil des Wassergehaltes darstellt, so sollen im folgenden die Grenzwerte und der Mittelwert des Wassergehaltes aus denen des Wasserzusatzes entwickelt werden. Hierzu sind alle Einflüsse zu untersuchen, die die Menge des beigegebenen Leitungswassers in der zeitlichen Aufeinanderfolge der einzelnen Betonierungsvorgänge bis zum Vorhandensein des festen Betonkörpers verändern.

Zunächst soll der Einfluß der Naturfeuchtigkeit des Mischgutes behandelt werden. Zur Feststellung der Naturfeuchtigkeit des „trockenen" Mischgutes — Zement, Traß, Feinkies, Grobkies und Sand, ohne Wasserzusatz — wurden 22 Mischungsproben sofort nach der Entnahme aus dem Vormischer und nochmals nach Verdampfen der in ihnen enthaltenen Feuchtigkeit gewogen. Der sich hierbei jeweils ergebende Gewichtsunterschied stellt die Naturfeuchtigkeit des Mischgutes dar.

Auf Raumteile naturfeuchten Gemenges bezogen, ergeben sich hierbei folgende Werte:

mittlere	Naturfeuchtigkeit	4,2 R.P.
größte	„ „	5,3 R.P.
geringste	„ „	3,4 R.P.

Diese Naturfeuchtigkeit ist bei der Errechnung des Wassergehaltes zum Wasserzusatz zuzuschlagen, und zwar dürften dem Mittelwert des Wasserzusatzes 4,2 R.P. Naturfeuchtigkeit entsprechen. — Der Höchstwert des Wasserzusatzes (15 R.P.) steht, wie bereits früher erwähnt, in engster Beziehung zu den hohen Temperaturen, die zur Zeit seines Auftretens vorhanden waren. Ihm kann daher der Kleinstwert der ermittelten Naturfeuchtigkeit (3,4 R.P.) zugeordnet werden, zumal da die Naturfeuchtigkeitsuntersuchungen bei mittlerer Temperaturlage und zeitweise feuchtem Wetter stattfanden. Für den geringsten Wert des Wasserzusatzes (10 R.P.) wurde im vorstehenden der verhältnismäßig starke Regenzufluß als bestimmend erkannt. Ihm werden daher als geringste Vermehrung durch Naturfeuchtigkeit immerhin 5,0 R.P. zugeordnet werden müssen.

Eine weitere Veränderung erfährt das dem Betongemisch beigegebene Wasser durch die Verdunstung. Ungewöhnlich hohe Verdunstungsverluste sind bereits früher durch Ausschalten der Spitzenwerte des Wasserzusatzes in ihren Einwirkungen auf den Wassergehalt berücksichtigt worden. Zur angenäherten Erfassung der gewöhnlichen Verdunstung wurden folgende Versuchsproben ausgeführt: In einem flachen Becken wurden genau nach dem beim Betonieren üblichen Mischungsverhältnis (1 : $^1/_3$: 5 oder 1 : $^2/_5$: 5 naturfeuchte Gemenge zusammengestellt. Der Zement wurde jedoch hierbei durch Traß ersetzt, so daß die Einwirkungen des Abbindevorganges, d. h. die chemische Bindung von Wasser fortfielen. Nach Beigabe einer Wassermenge, die dem mittleren Wasserzusatz entspricht, wurde die gesamte Mischung gewogen und im Freien aufgestellt. Hier wurde das Mischgut häufig durchgerührt und in gewissen Zeitabständen von neuem gewogen. Die hierbei auftretenden Gewichtsabnahmen gaben die Größe der Verdunstung an. Es ergaben sich hierbei nach vier Stunden folgende auf die zugesetzte Wassermenge bezogenen Werte der Verdunstung:

a) bei feuchter Witterung, wobei jedoch Regenzufluß verhindert wurde: 0 R.P. (zwei Proben),

b) bei trockenem Wetter und mittleren Temperaturen: 4,7 R.P. und 2,4 R.P. Mittel 3,6 R.P.,

c) bei scharfer Sonnenbestrahlung in den Mittagsstunden (am 13. Juli 1923): 33,8 R.P.

Es ist schwierig, diese Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse während des eigentlichen Betoniervorganges zu beziehen. Hier gibt das Betongemisch, zunächst in dünner Lage in den Gießrinnen fließend für die Verdunstung sehr günstige Bedingungen ab. Auch nach dem Einfließen des Gußbetons zwischen die Schalungswände muß — besonders bei großen Grundflächen der Baublöcke und bei niedrigen Schalungswänden — mit einer wirksamen Verdunstung gerechnet werden. Der Verdunstung entgegen wirkt der mit der Zeit fortschreitende Abbindevorgang, der das im Betongemisch enthaltene Wasser teilweise chemisch bindet und das noch verbleibende freie Wasser mehr und mehr von der Außenluft abschließt. Ebenso werden die Lage der Verwendungsstelle, die Art der Einschalung und die zeitliche Verteilung der Betonierarbeit auf die Tagesstunden für die Verdunstungsgröße von Bedeutung sein. Die tatsächliche Verdunstung kann daher nur roh abgeschätzt werden. Es werden also folgende, auf den Wasserzusatz bezogene Verdunstungswerte auf Grund der vorangestellten Erörterungen und der Verdunstungsproben angenommen:

Dem Mittelwert des Wasserzusatzes entsprechend: 5 R.P., wobei eine mittlere Wetterlage zugrunde gelegt wird; für den bei verhältnismäßig hohen Temperaturen festgestellten Höchstwert des Wasserzusatzes als geringste zu erwartende Verdunstung: 10 R.P.

Die dem Kleinstwert des Wasserzusatzes beizuordnende Verdunstung dürfte selbst als Höchstwert = 0 gesetzt werden, indem auf eine besondere Berücksichtigung des Einflusses des Regenzuflusses auf den Wasserzusatz im folgenden verzichtet werden soll.

Schließlich ist noch der Einfluß des Wasserverlustes auf den Wasserzusatz zu untersuchen, der durch Ablauf an der Schalung während des Betonierens zustande kommt. Hierzu wurde ein freistehender Baublock unterhalb der Schalung rings mit einer Holzrinne umgeben, die durch Dachpappe und Goudron abgedichtet und in den Baublock einbetoniert worden war (Abb. 3). Das Einbetonieren geschah während der ersten Betonierungsschicht. Im späteren Verlauf des Weiterbetonierens mußte sich dann alles an der Schalung herunterlaufende Wasser in der Holzrinne sammeln. Hier konnte es in Eimern entnommen und dann nach Raumteilen abgemessen werden. Vor dem Beginn des für die Messungen bestimmten Betonierabschnittes wurden alle Schalungsteile mehrere Stunden lang gehörig angenäßt, um das Aufsaugen von Betonwasser durch das Schalungsholz während des Betonierens nach Möglichkeit zu vermeiden. Es ergaben sich hierbei folgende Wasserverluste, auf den Wasserzusatz bezogen:

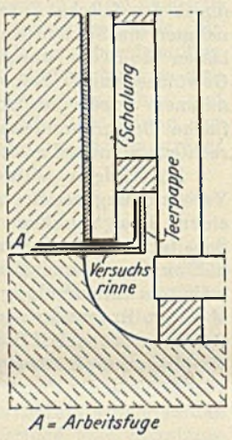


Abb. 3. Auffangung des Ablaufwassers.

10,0 R.P.
8,7 „
6,3 „
6,1 „
5,6 „

Mittel: 36,7 R.P.: 5 = **7,34 R.P.**

Da damit zu rechnen ist, daß immerhin ein Teil des Betonwassers von der Schalung festgehalten oder durch den Betonkörper der vorigen Arbeitsschicht aufgesogen wurde, und da die Versuchsrinne an ein paar Stellen nicht ganz dicht war, so sind die angegebenen Werte noch etwas zu erhöhen. Es sollen daher für die Errechnung des Wassergehaltes die folgenden Wasserverluste eingesetzt werden:

Für den Mittelwert des Wasserzusatzes . . . 8 R.P.
„ „ Höchstwert des Wasserzusatzes als geringste Verminderung . . . . . 6 R.P.
„ „ Kleinstwert des Wasserzusatzes als größtmöglicher Verlust . . . . . 10 R.P.

Berücksichtigt man alle erwähnten Veränderungen des Wasserzusatzes, so ergeben sich für das Geestemünder Schleusenbauwerk die in nebenstehender Tabelle zusammengestellten Werte des Wassergehaltes.

Zu der Umrechnung des zunächst auf Raumteile naturfeuchten Gemenges bezogenen Wassergehaltes in R.P. lufttrockenen Gemenges und des festen Betonkörpers sowie in Gewichtsprozente (G.P.) sei noch folgendes erwähnt:

Für die Ermittlung des Wassergehaltes in G.P., auf naturfeuchtes Gemenge bezogen, dienten die festgestellten Raumgewichte der bereits früher erwähnten 22 naturfeuchten Gemengeproben.

Die Beziehung des Wassergehaltes auf den festen Betonkörper machte die Ermittlung des Ausbeutungsfaktors notwendig. Hierzu

Raum- oder Gewichts-Prozente	bezogen auf	unter/ohne Berücksichtigung der Naturfeuchtigkeit	Höchstwert		Mindestwert		Mittelwert	
			Wasserzusatz	Wassergehalt	Wasserzusatz	Wassergehalt	Wasserzusatz	Wassergehalt
R. P.	naturfeuchtes Gemenge	unter	19,1	15,7	15,2	14,0	16,7	14,9
„	desgl.	ohne	16,1	12,6	9,7	9,0	12,5	10,9
„	lufttrockenes Gemenge	unter	19,8	16,3	16,0	14,8	17,4	15,6
„	festen Betonkörper	„	27,4	22,5	21,8	20,1	24,0	21,4
G. P.	naturfeuchtes Gemenge	„	14,1	11,2	8,9	8,5	11,1	9,9
„	desgl.	ohne	11,9	9,0	5,7	5,5	8,3	7,3
„	lufttrockenes Gemenge	unter	14,4	11,5	9,2	8,8	11,4	10,2
„	festen Betonkörper	„	12,5	10,2	9,9	9,1	10,9	9,7

wurde der Rauminhalt mehrerer fertig gegossener Baublöcke genau errechnet und zu dem Gesamtrauminhalt der bei ihrer Herstellung benötigten Anzahl Mischungen ins Verhältnis gesetzt. Das Mittel aus sechs derartig ermittelten Werten des Ausbeutungsfaktors beträgt 0,698, d. h. 1 Raumteil naturfeuchten Gemenges ergab 0,698 Raumteile des festen Betonkörpers.

Um den Wassergehalt auch auf Gewichtsteile des festen Betonkörpers beziehen zu können, wurden 14 aus dem Schleusenbauwerk ausgestemmte Betonwürfel zur Errechnung des Raumgewichtes gewogen. Hierbei ergab sich als mittleres Raumgewicht 2,2 t/m³ festen Betons.

IV. Folgerungen.

Die festgestellten Werte des Wassergehaltes der vorangestellten Tabelle lassen zunächst erkennen, daß seine Schwankungen verhältnismäßig gering sind. Er verändert sich, beispielsweise auf lufttrockenes Gemenge bezogen, nur um 1,5 R. P. oder 2,7 G. P. Auch stimmen die ermittelten Wasserzusatzwerte recht gut mit bereits in der Fachliteratur für Gußbeton ähnlichen Mischungsverhältnisses angegebenen Wasserzusätzen überein. Dieses gilt auch für Angaben über den Wassergehalt von Gußbetonprobewürfeln, der beispielsweise von Gary als „endgültiger Wassergehalt der Probekörper" an einer Stelle gleich 7,8 bis 11,6 G. P. lufttrockenen Gemenges einschließlich Naturfeuchtigkeit angesetzt wird.[7]) Berücksichtigt man, daß der Wasserzusatz nach den vorangegangenen Ausführungen besonders durch die Witterung beeinflußt wird, so erscheint die Anordnung von Wassermeßgefäßen, die, einmal eingestellt, ständig die gleiche Wassermenge zuteilen, nicht zweckmäßig. Selbst wenn nach amerikanischem Muster vor jedem Betonierabschnitt mit der Haufenprobe (slump) oder mittels Fließtisches (flow)[8]) durch Prüfung der Konsistenz des Betons die jeweilig günstigste Wasserbeigabe festgestellt wird, so ist hiermit den im Laufe der Betonierarbeit sich ändernden Witterungsverhältnissen bei dauernd gleichbleibender Wasserzuteilung nicht entsprochen. Einem Regler sollte nur die Aufgabe zufallen, einen Wasserzusatz über bestimmte Grenzen hinaus zu verhindern.

Die Tabelle des Wassergehaltes zeigt weiterhin, wie erheblich die Größenunterschiede von Wasserzusatz und Wassergehalt sind. Es ist daher zweckmäßig, die Eigenschaften des Betons einheitlich bei wissenschaftlichen Untersuchungen nicht vom Wasserzusatz, sondern vom Wassergehalt abhängig zu machen. Auch wäre es von Vorteil, den Wassergehalt durchweg auf lufttrockenes Gemenge unter Einschluß der Naturfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe zu beziehen.

Es sollen nunmehr die Haupteigenschaften des Geestemünder Bauwerks zu denen solcher Probewürfel in Vergleich gesetzt werden, die etwa den gleichen Wassergehalt aufweisen.

Aus der vorliegenden Fachliteratur wurden mehrere Druckfestigkeiten nach 28 Tagen von solchen Probewürfeln entnommen, deren Zusammensetzung etwa dem Geestemünder Beton entsprach, d. h. die das gleiche Mischungsverhältnis und annähernd den mittleren Geestemünder Wassergehalt aufwiesen. Hierbei durfte davon ausgegangen werden, daß zwischen dem Wasserzusatz und dem Wassergehalt dieser Probewürfel nennenswerte Unterschiede nicht bestehen.

---

[7]) M. Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 51, Berlin 1922, S. 7 bis 10.

[8]) G. Bethke, Das Wesen des Gußbetons, Berlin 1924, S. 17 bis 18, und W. Schmidt: Gußbeton in Deutschland und in Nordamerika, Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Heft 51, S. 458.

Aus sieben Werten von Probewürfelfestigkeiten nach 28 Tagen, die teils von M. Gary[9]), teils von O. Graf[10]) veröffentlicht worden sind, ergibt sich ein Mittelwert von 134 kg/cm². Die Veröffentlichung über den Geestemünder Schleusenbau von Arp und Gaye[7]) enthält auch Festigkeitsergebnisse von Gußbeton-Probewürfeln, für deren Herstellung die nötigen Bindemittel und Zuschlagstoffe dem Materialprüfungsamt einer Hochschule aus Geestemünde zugesandt wurden und deren Zusammensetzung dem Geestemünder Mischungsverhältnis genau entsprach. Die verhältnismäßig hohe mittlere Druckfestigkeit dieser Probewürfel ist jedoch deshalb hier nicht zu verwerten, weil ihr Wasserzusatz und Wassergehalt wesentlich verschieden sind. Denn die bei der Herstellung dieser Würfel verwendeten 10 cm starken Gipsplatteneinlagen werden einen Teil des Anmachewassers abgesaugt haben.

Zur Ermittlung der tatsächlichen Bauwerksfestigkeit hat die Preußische Bauverwaltung in Geestemünde Würfel von 30 × 30 × 30 cm Kantenlänge aus dem abgebundenen Betonkörper ausstemmen lassen. Die Druckfestigkeiten dieser vor dem Abdrücken auf 20 × 20 × 20 cm abgearbeiteten Würfel finden sich im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 41, S. 350 aufgetragen. Nach 28 Tagen sind hiernach folgende Festigkeiten erreicht worden:

mittlere Festigkeit von fünf Probekörpern aus Hochofenzement	138,3 kg/cm²
mittlere Festigkeit von sechs Probekörpern aus Portlandzement	132,6 kg/cm²
also Bauwerksfestigkeit im Mittel	135,5 kg/cm²

Der Vergleich dieser Bauwerksfestigkeiten mit der vorher angeführten mittleren Probewürfelfestigkeit ergibt, daß kein nennenswerter Unterschied zwischen Probewürfelfestigkeit und Bauwerksfestigkeit besteht, sofern nur der Wassergehalt des Betons gleich ist. Die angeführten Zahlenwerte zeigen, daß die mittlere Bauwerksfestigkeit sich zu der mittleren Probewürfelfestigkeit verhält wie $\frac{135,5}{134,0} = 1,01 : 1$.

Die Bauwerksfestigkeit wird tatsächlich noch etwas über der der ausgestemmten Probekörper liegen, da anzunehmen ist, daß die Festigkeit der letzteren durch die Erschütterungen der Stemmarbeit beeinträchtigt worden ist. Für die Praxis wird jedenfalls mit ausreichender Sicherheit davon ausgegangen werden können, daß die mittlere Druckfestigkeit des Gußbetons im Bauwerk gleich der von Probewürfeln mit gleichem Mischungsverhältnis und demselben Wassergehalt ist. Hierbei wird von der Tatsache ausgegangen, daß sich das nach 28 Tagen Erhärtung festgestellte Festigkeitsverhältnis zweier Betonkörper im weiteren Zeitverlauf im allgemeinen nicht grundlegend ändert.

Bezüglich der Dichtigkeit des Gußbetons der Geestemünder Schleuse, die ebenfalls vom Wassergehalt in erster Linie abhängig ist, sei auf die Veröffentlichung von R. Otzen[11]) hingewiesen. Hier sind die neueren Ergebnisse der Erforschung der Abhängigkeiten zwischen Wasserdurchlässigkeit des Betons und Wasserzusatz zusammengestellt und durch die Kurve der „praktischen Wasserundurchlässigkeit" zusammengefaßt.

Setzt man auch hier für den Wasserzusatz der Laboratorium-Untersuchungen den Wassergehalt des Geestemünder Schleusenbauwerks ein, so ersieht man aus der Kurve, daß für den mittleren Wassergehalt von 10,2 G. P. und für den Geestemünder Wasserzementfaktor von 0,67 fast mit der größten „praktischen Wasserundurchlässigkeit" zu rechnen ist. Für die höheren Werte des Wassergehaltes (bis 11,5 G. P.) werden die Verhältnisse etwas ungünstiger, für die geringeren Werte (bis 8,8 G. P.) erreicht die „praktische Wasserundurchlässigkeit" ihre größten Werte.

Berücksichtigt man hier, daß der dem Geestemünder Betongemenge beigegebene Traß die Wasserundurchlässigkeit des Betons noch in günstigem Sinne beeinflussen wird, so darf man auf eine recht günstige Dichtigkeit des Geestemünder Schleusenbauwerks schließen.

Diese Erwartung haben denn auch Versuche, die in Geestemünde am Schleusenbauwerk selbst vorgenommen wurden, in vollem Maße bestätigt. Die zu diesem Zwecke getroffenen Versuchseinrichtungen auf der Baustelle finden sich im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Heft 41, S. 349 dargestellt und beschrieben. Alle Untersuchungen, zu denen noch solche der bautechnischen Versuchsanstalt in Karlsruhe zu rechnen sind, der aus dem Bauwerk ausgestemmte Probekörper zur Prüfung zugesandt worden sind, ergaben eine durchaus zufriedenstellende, teilweise vollständige Dichtigkeit des Geestemünder Betons, wobei dieser einem Wasserdruck von rd. 4 at, teilweise auch von 6 at bis zu mehreren Wochen lang ausgesetzt worden ist. Nur die Arbeitsfugen zeigten eine erheblichere Durchlässigkeit. Die vorangestellten Ausführungen lassen also erkennen, daß auch die Dichtigkeit von Bauwerk und Probewürfeln gut übereinstimmen, sofern das Mischungsverhältnis und der Wassergehalt gleich sind.

Daraus ergibt sich die Möglichkeit, bei Gußbetonausführungen im voraus durch Laboratoriumwürfel die Haupteigenschaften des fertigen Bauwerks mit genügender Sicherheit zu bestimmen. Hierbei ist es nicht erforderlich, diese Würfel mittels einer entsprechenden Gießanlage herzustellen. Man wird vielmehr in derselben Weise vorgehen dürfen, wie bei Stampfbetonausführungen, nur muß man dafür sorgen, daß der Gußbeton in ähnlicher Weise wie auf der Baustelle gut durchgearbeitet wird, und daß der Wassergehalt von Probewürfel und Bauwerk gleich ist. Hierbei wird zweckmäßig nach folgenden Grundsätzen verfahren:

1. Die Wahl des Mischungsverhältnisses, der Zementsorte, sowie der Herkunft der Zuschlagstoffe unterliegt auch den bei Stampfbeton maßgebenden Überlegungen technischer und wirtschaftlicher Art. Es ist dafür zu sorgen, daß sich Wasserzusatz und Wassergehalt der Probewürfel möglichst decken durch Verwendung lufttrockener Einzelstoffe und Wahl eiserner Formen.

2. Hierzu kommt die Forderung der Gießbarkeit des Gemisches, die eine bestimmte Korngrößenverteilung (Sandzusatz), Bindemittelmenge und vor allem Wassermenge voraussetzt. Laboratorium-Untersuchungen mittels Fließtisches[8]) werden in dieser Richtung ausreichenden Aufschluß geben. Da der Gußbeton umso hochwertiger ist, je weniger Wasser zugesetzt wird, so ist ein möglichst geringer für die Gießfähigkeit mindest erforderlicher Wasserzusatz durch geeignete Kornzusammensetzung (etwa der Fullerkurve entsprechend) anzustreben.

3. Der bei den Feststellungen unter 2. gefundene mindesterforderliche Wasserzusatz, der zweckmäßig in G. P. auf lufttrockenes Gemenge zu beziehen ist, entspricht nach den dargelegten Abhängigkeiten des Wasserzusatzes bei der Bauausführung etwa einem solchen, der die Naturfeuchtigkeit einschließt und zwischen dem Mindest- und Mittelwert zu suchen ist. (Für Geestemünde also etwa gleich 10,0 G. P. lufttrockenen Gemenges,[12]) s. Tabelle S. 508). Von diesem Werte ausgehend sind dann

4. die tatsächlich auftretenden Schwankungen des Wasserzusatzes, sowie der voraussichtliche mittlere Wassergehalt des Bauwerks auf Grund der für Geestemünde im vorigen beschriebenen Erfahrungen in der Weise zu entwickeln, daß die Abhängigkeiten einzeln verfolgt und auf die beabsichtigten Baustellenverhältnisse und voraussichtliche Witterungslage bezogen werden.

5. Mit einem Wasserzusatz, der gleich dem unter 4. ermittelten voraussichtlichen mittleren Wassergehalt des Bauwerks ist, lassen sich schließlich die Haupteigenschaften des Bauwerks durch Probewürfel mit genügender Genauigkeit bestimmen.

Sehr fördernd und daher zu begrüßen wäre es, wenn bei möglichst vielen Baustellen noch ähnliche Ermittlungen angestellt würden, wie sie für Geestemünde durchgeführt worden sind. Eine noch schärfere Erfassung der Abhängigkeiten des Wasserzusatzes und seiner Veränderungen bis zum Wassergehalt durch allgemeinere Erfahrungen in dieser Richtung wird dazu dienen, die Schwankungen des Wassergehaltes von Gußbeton-Bauwerken in möglichst engen Grenzen zu halten. Das gilt auch für Gußbeton-Baustellen mit Kabel-Krananlagen oder Kippwagen-Betrieb.

Die in Geestemünde angestellten Untersuchungen bestätigen auch die ausgezeichnete Dichtigkeit eines Gußbeton-Bauwerks sowie die Schädlichkeit aller Arbeitsfugen. Die Gleichmäßigkeit seiner Haupteigenschaften — durch das monolithische Gefüge hoher Arbeitsschichten bedingt — stellt den Hauptvorzug des Gußbetons gegenüber Stampfbeton dar. Wenn nun außerdem die Vorausbestimmung der mittleren Haupteigenschaften des Betons an sich bei Gußbeton mit genügender Genauigkeit möglich ist, so wird hierdurch die Berechtigung der Forderung bestärkt, den amtlichen Sicherheitsfaktor für Gußbetonbauten gegenüber Stampfbetonausführungen entsprechend herabzusetzen. Dann wird sich auch die Wirtschaftlichkeit dieser neuen Bauweise erst voll auswirken können.

---

[9]) M. Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 29, Berlin 1915, S 22, Heft 51, Berlin 1922, S. 21 bis 24., Heft 39, Berlin 1917, S. 5.

[10]) O. Graf, Die Druckfestigkeit von Zement, Mörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, Stuttgart 1921, S. 11.

[11]) R. Otzen, Stampfbeton oder Gußbeton, „Der Bauingenieur" 1923, Heft 16, S. 466 bis 472.

[12]) Der geringste Wasserzusatz (9, 2 G. P.) ist durch starken Regenzufluß tatsächlich erhöht worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien.

(Schluß aus Heft 37.)

Ein weiterer Beleg für die unzureichende Standsicherheit leichter Eisenbetonfachwerkbauten und von Hohlblockwänden ist das von Dewell besonders eingehend untersuchte St. Francis-Krankenhaus, etwa 18 × 76 m im Grundriß und vier Stock hoch. Mit Ausnahme der Außenwände des oberen Geschosses sind die Hohlsteinwände so gut wie völlig zerstört (Abb. 5), die Eisenbetonkonstruktion namentlich des ersten und zweiten Geschosses stark beschädigt. Im besonderen

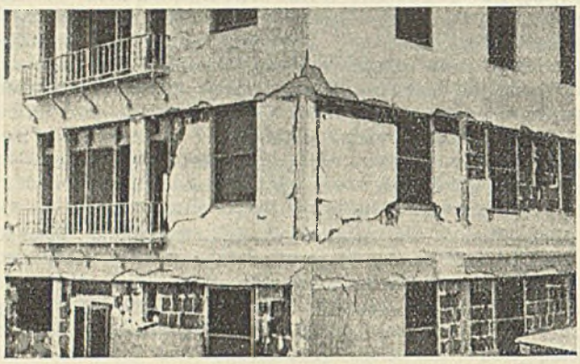


Abb. 5.

haben hier alle diejenigen Säulen, die in die Balken der oberen Geschosse einbinden, gelitten; sie sind zum Teil völlig abgequetscht und zersplittert (Abb. 6). Falls es nicht gelingt, das Gebäude sachgemäß abzufangen und in seinem unteren Teil eine neue Tragkonstruktion und namentlich auch tragfähige Eisenbetonwände einzuziehen, dürfte es völlig verloren sein.

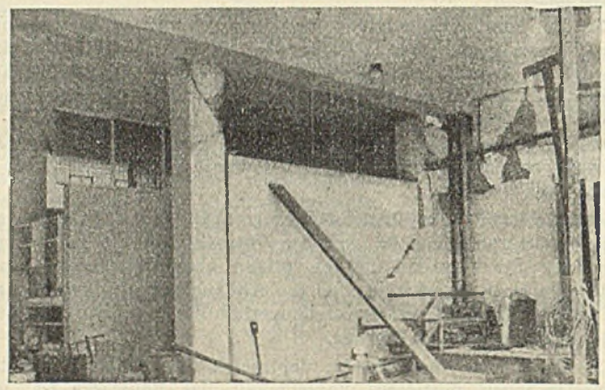


Abb. 6.

Die jedem mit Erdbebenwirkungen Vertrauten geläufige Beobachtung, daß bei ihnen seitliche Kräfte auftreten, in den Stützen sowohl Biegungs- wie Schubspannungen auslösen und am stärksten im ersten und zweiten Stockwerk an der Verbindung zwischen Säulen und Balken sind, ist bei allen in Santa Barbara untersuchten Tragteilen bestätigt: In einigen Fällen waren die Bewehrungseisen am Säulenkopf völlig krumm gebogen, zum Teil herausgerissen. Auch hierbei sei nochmals festgestellt, daß die Stoßrichtung bei Erdbeben einwandfrei aus Art und Lage der Schäden an Stützen und Wänden erkannt werden kann. Leider hatte man offensichtlich in sämtlichen besprochenen Fällen beim Entwurf auf diese seitlichen Kräfte in keiner Weise Rücksicht genommen, vor allem waren die besonders gefährdeten Säulen weder durch Stützkopfausbildung noch durch Vouten verstärkt.

Die Wirkung falscher und nachlässiger Entwurfbearbeitung namentlich bei älteren Bauwerken tritt besonders beim Arlington Hotel zutage, das mit seiner Tragkonstruktion in Eisenbeton und seinen Umfassungsmauern in Backstein bis zum Erdbeben durchaus den Eindruck eines soliden Massivbauwerkes machte. Nach Abb. 7 waren diese Wände in Wirklichkeit hohl, außen und innen nur 10 cm stark und mit den Tragteilen nicht verankert, Bogen, Pilaster, alle sonstigen Ornamente trotz echtester Wirkung bloße Attrappe und das notwendige Ergebnis bei dem jetzigen Erdbeben allgemeine Zerstörung mindestens der unteren Geschosse.

Abb. 7.

Das Endergebnis seiner Untersuchung faßt Dewell in die folgenden acht Punkte zusammen, indem er betont, daß sachgemäß ausgeführte Gebäude sehr wohl in der Lage seien, nicht nur Erdstößen der in Santa Barbara beobachteten Stärke zu widerstehen, sondern auch den weit größeren Erschütterungen des Erdbebens vom Jahre 1906 in San Franzisco:

1. Das Erdbeben war von nur mittlerer Stärke.
2. Der angerichtete Schaden ist überwiegend durch mangelhafte Bauausführung verursacht.
3. Diejenigen Gebäude der (amerikanischen) Bauklasse C in gutem Mauerwerk und einwandfreier Ausführung haben keinen Schaden erlitten; es darf demzufolge allgemein geschlossen werden, daß niedrige Fachwerkhäuser für Wohnzwecke mit ordentlichen Fundamenten, schrägen und lotrechten Verstrebungen Erschütterungen der genannten Stärken mit kaum weiteren Beschädigungen, als dem Einsturz ihrer Schornsteine und einigen Deckenrissen überstehen dürften.
4. Eisenbetonfachwerkbauten von genügender Widerstandsfähigkeit gegen Seitenschub dürften nach den Erfahrungen in Santa Barbara Erdbeben von der hier und in San Francisco beobachteten Stärke vermutlich befriedigend überstehen, doch müssen dazu Säulen und Balken besonders sorgfältig auf Biegungsbeanspruchungen berechnet werden, namentlich die letzteren genügenden Querschnitt und sorgfältige Ausbildung gegen wagerechten Schub, die Wandfelder auch gegen schräge Hauptspannungen und Druckrisse erhalten.
5. Eisenkonstruktionen sind dem Eisenbeton nach Dewells Ansicht überlegen. Eiserne Stützen sind, in starkem Gegensatze zu solchen aus Eisenbeton, ebenso widerstandsfähig gegen Schub wie gegen senkrechte Belastung; selbstverständlich muß auch die Verbindung zwischen Säule und Träger biegungsfest ausgebildet werden.
6. Die Widerstandsfähigkeit von Backsteinmauerwerk hat sich als völlig abhängig von seiner Beschaffenheit erwiesen; in den meisten Fällen ist es wegen schwerer Mängel vollständig zerstört worden. Niedrige Gebäude aus Backstein in ordentlichem Verband und fettem Zementmörtel gemauert, mit Flacheisenbewehrung, gut verankerten massiven Zwischenwänden und Decken nach sachgemäßem Entwurf dürften sich bei Erdbeben ebenfalls befriedigend halten; Mauervorsprünge aller Art sind nach Möglichkeit zu beschränken.
7. Hohlblockmauerwerk hat sich im allgemeinen für Erdbebengebiete als ungeeignet und lebensgefährlich erwiesen.
8. Eisenbetonfachwerk mit bloßer Ausmauerung von Backsteinen oder Hohlblöcken ohne ebenfalls standsicher ausgebildete Eisenbetonwände ist in Erdbebengebieten ungeeignet. Kittel.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Vierte Jahresschau deutscher Arbeit Dresden 1925: „Wohnung und Siedlung". — Regierungsbaurat Rudolf Stegemann: Das deutsche Siedlungshaus des „Sächsischen Heims", Landes-Siedlungs- und Wohnungsfürsorge-Gesellschaft m. b. H. in Dresden auf der Jahresschau 1925: „Wohnung und Siedlung" in Dresden. — Oberbaurat Walter Koeppen: Die neue Bauordnung für Berlin.

Raumakustik. Auf der Essener Bauausstellung sprach Professor Dr.-Ing. Michel, Hannover, über Raumakustik. Die wichtigsten Erscheinungen beim Verlauf von Schallwellen sind, wie bekannt, die

Reflexion oder der Rückwurf, die Resonanz oder Mitschwingung und die Interferenz oder Einschwingung.

Der Rückwurf ergibt sich dadurch, daß der Schall, der sich vom Erzeugungspunkte aus kugelförmig mit einer Geschwindigkeit von 340 m/Sek. fortpflanzt, sehr bald auf die Raumumschließungen trifft und von diesen zurück- und hin- und hergeworfen wird. Dies spricht sich entweder als Nachhall oder als Echo aus, je nachdem der Rückwurf noch mit dem unmittelbaren Schall zusammenfällt oder von ihm getrennt hinterherkommt. Im allgemeinen stört ein Nachhall, wenn die zurückgeworfene Schallwelle bei gesprochenem Wort einen Umweg von mehr als 17 m, bei Musik mit ihrer oft schnellen Tonfolge einen Umweg von mehr als 12 m gegenüber dem ursprünglichen Schall zurücklegt, bis sie das Ohr des Hörers erreicht. Man ist in der Lage, Rückwürfe bildlich zu veranschaulichen, und zwar zeichnerisch und durch kinematographische Aufnahme mit dem Wellenapparat.

Die zurückgeworfenen Wellen zeigen einen verschiedenartigen Verlauf, je nach der Gestalt des Raumes. Ungünstig sind im allgemeinen die gekrümmten Formen (Ellipse, Pantheonkuppel).

Die Ermittlung der Rückwürfe ist für den Architekten nützlich, indem sie gestattet, sich von der akustischen Sachlage ein Bild zu machen (Aspendos, Bayreuth, Prinzregententheater). Toeplersches Verfahren. Ferner kann man schon eine vorläufige Zeichnung auf akustische Nachteile des Entwurfs untersuchen (Harris Theatre in Minneapolis, Seollay Square Theatre in Boston).

Auch kann man die Ursache von Mängeln an bereits ausgeführten Gebäuden ausfindig machen (New York, Washington). Es liegt nahe, durch entsprechende Raumgestaltung ungünstige Rückwürfe zu vermeiden (Hill Memorial Hall in Michigan, Großes Schauspielhaus in Berlin). Auf diesen Gedanken ist es auch zurückzuführen, daß neuere amerikanische Vortragshallen verhältnismäßig geringe Höhenentwicklung zeigen (Memorial Auditorium in Lowell, Auditorium in Cleveland).

Resonanz oder Mitschwingung kann auf verschiedene Weise zustande kommen, und zwar:

a) Es kann die Luft des Raumes durch irgend einen Ton in Eigenschwingungen versetzt werden. Es entsteht der „Eigenton" des Raumes, den man herausfinden kann, wenn man die Tonleiter singt und bei einem Ton eine auffallende, dröhnende Verstärkung bemerkt. Je größer der Raum ist, um so tiefer liegt der Eigenton. In sehr großen Räumen läßt er sich oft nicht feststellen.

b) Es kann ein auf einem Podium stehendes Instrument oder ein Sänger unmittelbare Schallwellen an das Podium abgeben, die sich von dort vermöge des baulichen Zusammenhanges in die Raumumschließungen, d. h. in die Wände, den Fußboden und die Decke des Saales fortpflanzen. Dabei kommt in Betracht, daß in festen Körpern die Schallgeschwindigkeit erheblich größer als in der Luft ist. Während sie in der letzteren bei gewöhnlicher Saaltemperatur rund 340 m/Sek. beträgt, erreicht sie in gebranntem Ton, und dies wird auch für Mauerwerk einigermaßen zutreffen, 3652, in Eisen 5000, in Tannenholz 5256 m/Sek. Infolgedessen sind die Raumwandungen bereits von den in die baulichen Konstruktionen übergegangenen und von diesen weitergeleiteten Schallschwingungen erfüllt, wenn der unmittelbare Schall durch die Luft eintrifft. Indem sie nun ihrerseits an die Luft übertragen werden, verstärken sie den unmittelbaren Schall.

c) Endlich können auch die Wände und Ausstattungen eines Raumes von der lebendigen Kraft der auftreffenden unmittelbaren Schallwellen in Mitschwingung versetzt werden, die sich wiederum der Raumluft mitteilt, ähnlich wie ein Klavier oder eine Harfe mitklingt, sobald hineingesungen oder ein anderes Instrument in der Nähe gespielt wird. Besonders leicht neigt Holz, vor allem in Gestalt dünner Platten, zu Mitschwingungen. Daher rührt die gute Wirkung von Holzkonstruktionen jeder Art, insbesondere von Holzvertäfelungen und Holzdecken (Altes Gewandhaus, Alte Oper, Hannover, Tabernakel der Mormonen). Eine bewußte Förderung der Resonanzbildung kann demnach der Hörsamkeit von Räumen günstig sein (Meßpalast Köln). Allerdings ist unter Umständen bei anderem Material als Holz, z. B. Rabitz, auch mit einer nicht erwünschten Einwirkung auf den Klang zu rechnen.

Interferenz oder Einschwingung beeinflußt die Hörsamkeit dadurch, daß beim Aufeinandertreffen von zwei oder mehr Wellensystemen gleichartige Phasen sich verstärken, während entgegengesetzte Phasen sich aufheben. Die bei Dauerton entstehenden Interferenzen lassen sich ähnlich den Höhenschichtenplänen des Landmessers auftragen.

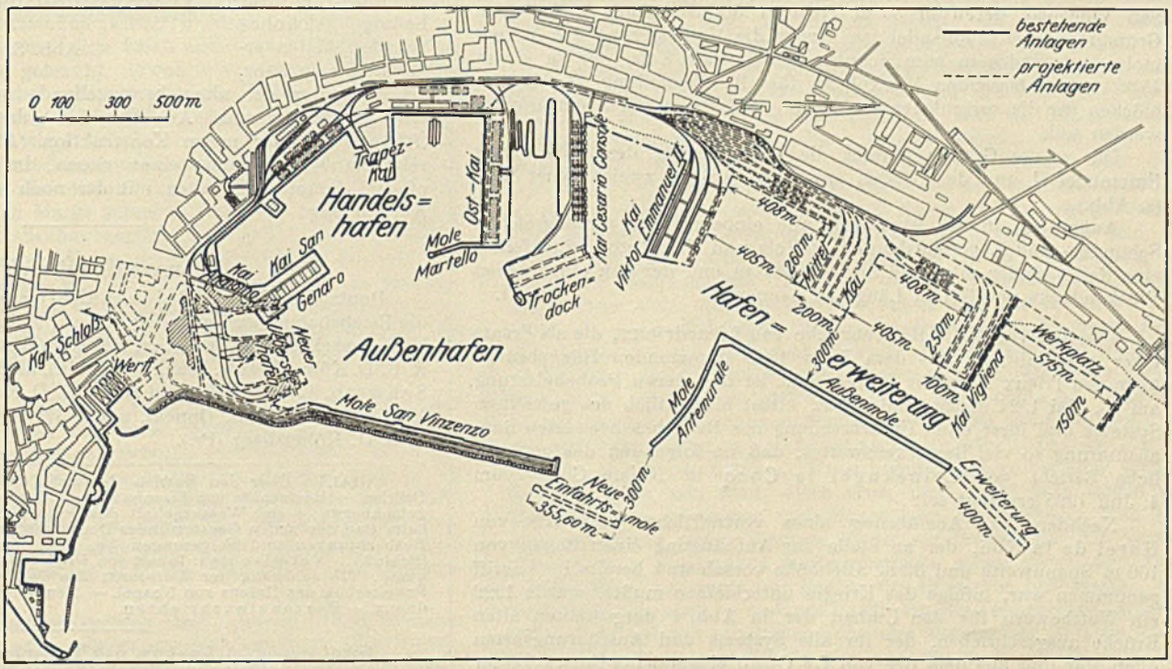
Ein ganz anderer Gesichtspunkt für die Untersuchung der akustischen Verhältnisse eines Raumes ist der, daß man den Nachhall als Ganzes betrachtet und seine Dauer in dem zu prüfenden Raume ermittelt bezw. im voraus abschätzt. Hierzu benutzt man eine Formel, in der der Rauminhalt des Saales und die Dämpfungskraft seiner Umschließungsflächen zum Ausdruck kommt. Für die Dämpfungskraft hat man Zahlenwerte im Vergleich zu der dämpfenden Wirkung einer freien Fensteröffnung ermittelt usw. für die verschiedensten Ausbaustoffe usw., z. B. rauhen Putz, glatten Putz, Holzvertäfelung, Fensterverglasung, Teppiche, Vorhänge, Holzfußboden, Linoleum, Filz, Publikum für 1 Person und für 1 m².

Die Dämpfungszahlen ändern sich je nach den verschiedenen Tönen. Sabine hat Untersuchungen für das C der einzelnen Oktaven angestellt. Durch dieses verschiedenartige Verhalten beeinflussen die dämpfenden Stoffe die Klangwirkung.

Wenn die Berechnung der voraussichtlichen Nachhalldauer eines geplanten Saales nach Maßgabe seiner Ausstattung kein befriedigendes Ergebnis bringt, so hat man es in der Hand, die Art des Ausbaues im Entwurf so lange zu ändern, bis sich eine allen billigen Anforderungen entsprechende Wirkung erwarten läßt (Little Theatre, New York). Räume mit zu geringer, mit angemessener und zu großer Dämpfung zeigen ein ganz verschiedenes akustisches Bild.

Die für einen Raum angemessene Nachhalldauer läßt sich mit Hilfe einer Formel berechnen, die vom Rauminhalt des Saales ausgeht. Ebenso läßt sich die der Saalgröße angemessene Schallstärke bestimmen usw. als Zahl der Instrumente eines Orchesters von üblicher Zusammensetzung. Endlich kann man auch die überhaupt günstigste Nachhalldauer rechnerisch bestimmen. Das Gesetz dieser Formel läßt sich ebenfalls in einer Kurve zeichnerisch wiedergeben.

Erweiterung des Hafens von Neapel. Die Bucht von Neapel bildet mit ihren amphiteatralisch ansteigenden und von Osten nach Westen laufenden Hügelketten und ihrer fast nur nach Süden offenen Lage einen natürlichen Schutz gegen alle aus Norden, Osten und Nordwesten kommenden Stürme. Sie hätte jedoch unter den recht kräftigen Winden aus Süd und Südwest empfindlich zu leiden, wenn sie hier



Erweiterung des Hafens von Neapel.

nicht durch umfangreiche Kai- und Molenbauten geschützt wäre: Deren ältester, der Kai Angioino (vergl. den Lageplan), stammt aus dem Jahre 1300 und wurde im 15. Jahrhundert erweitert; er bildet jetzt mit dem im 18. Jahrhundert angelegten Kai San Genaro den Südwestteil des Handelshafens, dem — geschützt durch die Mitte des 19. Jahrhunderts gebaute Mole San Vincenzo — der Außenhafen vorgelagert ist. Der durch das genannte, 2 km lange Bauwerk gebildete Schutz war für den Hafen in seiner damaligen Ausdehnung ein recht bedeutender; er wurde durch die später gebaute Antemurale- und die rechtwinklig dazu verlaufende, gegen 1905 angelegte Außenmole noch vervollständigt und gestattete die Anlage einer Reihe von Kai- und Hafenanlagen, im besonderen diejenigen des 1912 vollendeten Kais Viktor Emmanuel II und eine stetige Zunahme des Verkehrs. Nach der folgenden Übersicht betrug der letztere:

Jahr	Zahl der ein- und auslaufenden Schiffe: Segler	Dampfer	zusammen	Tonnage t	Frachtverkehr t	Anzahl der Reisenden
1883	4 000	4 100	8 100	3 500 000	700 000	400 000
1893	7 236	4 632	11 868	4 774 628	851 000	438 778
1903	6 260	6 331	12 591	9 186 770	1 306 946	747 452
1913	10 839	11 386	22 225	18 538 131	2 419 210	939 966

Im Jahre 1923 waren die Nachwirkungen des Krieges im wesentlichen überwunden, die Verkehrszahlen dieses Jahres erreichen diejenigen von 1913 fast völlig und übertreffen sie zum Teil bereits. Die Zahl der anlegenden italienischen und fremden Dampferlinien beträgt einschließlich der Küsten- und Vergnügungsschiffahrt etwa 60, der gesamte Hafenverkehr ist in ständigem Wachsen begriffen, schon jetzt vermag der eigentliche Hafen kaum die Hälfte der Fahrzeuge aufzunehmen. Man versteht also sehr wohl, daß bereits 1918 umfangreiche Erweiterungsarbeiten beschlossen und im Laufe der folgenden Jahre ein erweiterter Plan dafür aufgestellt worden ist, der die Länge der nutzbaren Kailänge um 2270 m und die verfügbaren Hafenbecken um 37 ha vermehren soll.

Die in Aussicht genommenen Kaianlagen sind in dem Lageplan besonders kenntlich gemacht; sie gliedern sich nach einem ausführlichen Bericht von Boudreaux in „Génie Civil" vom 27. Juni 1925 in die folgenden vier Gruppen:

1. Arbeiten zum Schutze des Hafens und des westlichen Stadtgebietes;
2. Erweiterung der Kais, der Verkehrs- und Ladeanlagen;
3. Anlage eines Überseehafens;
4. maschinelle Einrichtung der Kais, Lade- und Lageranlagen.

Die erste Gruppe umfaßt in der Hauptsache den Bau einer neuen Mole zum Schutze der Hafeneinfahrt nach Südwest neben der Mole San Vincenzo, deren in 38 m Tiefe in Steinschüttung ausgeführte Gründung bereits vollendet ist, ferner die Verlängerung der Außenmole nach Südosten zum Schutze des Vigliena-Kais, der zu einem 45 000 m² umfassenden Werkplatze für die Herstellung von Betonblöcken für die verschiedensten Grund- und Hafenbauten eingerichtet werden soll.

Die zweite Gruppe umfaßt die Verbreiterung des Kais Viktor Emmanuel II und des Ostkais sowie die Anlage zweier neuer Kais (s. Abb.).

Außer den in der letzten Gruppe einbegriffenen umfangreichen Schuppen- und Lagerhausbauten in Holz und Eisenbeton sind ferner eine Reihe großer Silo- und Speicherbauten und der Bau eines neuen Trockendocks von 321 m Länge zu nennen. Ki.

Die neu versteifte Hängebrücke von Lézardrieux, die als Ersatz einer gewöhnlichen, aus dem Jahre 1840 stammenden Hängebrücke über den Trieux nunmehr fertiggestellt ist und deren Probebelastung am 16. Mai 1924 stattgefunden hat, bietet hinsichtlich des gewählten Systems und ihrer ohne Unterbrechung des Betriebes beendeten Bauausführung so viel Bemerkenswertes, daß im folgenden des ausführliche Bericht von Leinekugel le Cocq in „Génie Civil" vom 4. Juli 1925 erwähnt sei:

Nachdem die Ausführung eines vortrefflichen Entwurfs von Harel de la Noë, der an Stelle der Aufhängung einen Bogen von 100 m Spannweite und 30 m Stichhöhe vorsah und bereits in Angriff genommen war, infolge des Krieges unterbleiben mußte, wurde 1922 ein Wettbewerb für den Umbau der in Abb. 1 dargestellten alten Brücke ausgeschrieben, der für alle Systeme und Ausführungsarten offen war und aus dem der von Le Cocq eingereichte Entwurf einer versteiften Hängebrücke mit Kragenden als erster hervorging. Er

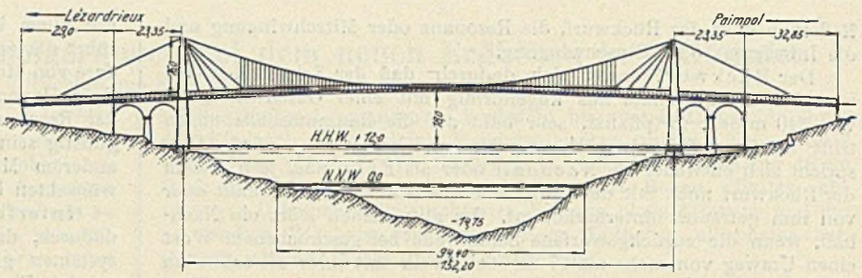


Abb. 1. Alte Hängebrücke von 1840. Parabolische Aufhängung zwischen gemauerten Turmpfeilern. Spannweite 152 m.

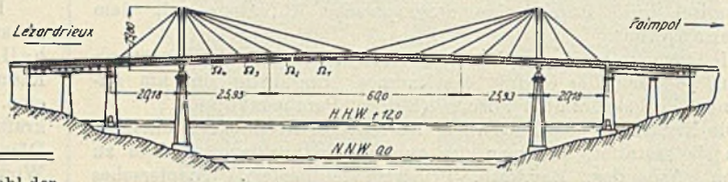


Abb. 2. Preisgekrönter Entwurf von Leinekugel le Cocq. Spannweite 111,86 m. Versteifte Hängebrücke zwischen Gitterturm mit Kragenden.

fußt auf dem bereits seit einigen 20 Jahren bekannten System des Génie-Obersten Gisclard, ist in Abb. 2 dargestellt und zeigt eine Spannweite von 111,86 m gegenüber 152.20 m der alten Brücke.

Das Ausschreiben hatte die Aufrechterhaltung des Fahr- und Fußgängerverkehrs zur Voraussetzung gemacht: Dadurch, daß ohnehin eine neue Aufhängung notwendig, die alte in keiner Weise hinderlich und die neue Fahrbahn etwa 1 m tiefer vorgesehen war, ließ diese Bedingung sich ohne Schwierigkeiten erfüllen; um so mehr, als die unter der alten herzustellende neue Fahrbahn auch noch erheblich breiter war. Aus Abb. 3 ist das Nebeneinander der alten (Abb. 1) und der neuen Konstruktion (Abb. 2) gut ersichtlich; sie zeigt im Vordergrunde einen neuen, im Bau befindlichen Turmpfeiler, dahinter den alten mit der noch verbliebenen parabolischen Aufhängung. Ki.

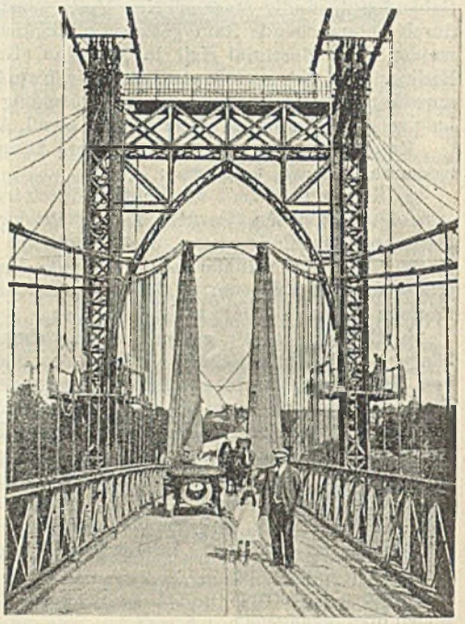


Abb. 3. Bauaufnahme.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Grospietsch, Mainz, als Mitglied zur R. B. D. Frankfurt (Main), Schroeder, Münster (Westf.), als Abteilungsleiter zur R. B. D. Köln, Kreck, Frankfurt (Main), als Mitglied zur R. B. D. Mainz, Schweth, Trier, als Mitglied zur R. B. D. Essen, Schaepe, Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, und Söffing, Oppeln, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.).

INHALT: Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien. — Rostschutz von Eisenbauten — Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. — Der Wassergehalt des Gußbetons auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. (Schluß.) — Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien. (Schluß.) - Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. - Raumakustik. — Erweiterung des Hafens von Neapel. — Neu versteifte Hängebrücke von Lézardrieux. — Personalnachrichten.

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