

# DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. Februar 1942

Heft 7/8

REICHSMINISTER DR.-ING. FRITZ TODT †.



Fot. Röhr, Magdeburg.

## REICHSMINISTER DR.-ING. FRITZ TODT †.

*Berlin, 8. Februar 1942.*

*In soldatischer Pflichterfüllung ist heute Reichsminister Dr. Todt bei Durchführung seiner militärischen Aufgaben durch Flugzeugabsturz tödlich verunglückt.*

*Der Führer hat für Reichsminister Dr. Todt ein Staatsbegräbnis angeordnet.*

Diese am Abend des Sonntag, 8. Februar 1942, veröffentlichte Nachricht setzte das deutsche Volk von einem Verlust in Kenntnis, dessen Größe nur schwer zu ermessen ist.

Fritz Todt wurde am 4. September 1891 in Pforzheim, Baden, geboren. Er studierte die Fachrichtung Bauingenieurwesen an den Technischen Hochschulen München und Karlsruhe. Sein Studium wurde durch den ersten Weltkrieg unterbrochen, den er, zuletzt als Flugzeugbeobachter, in seiner ganzen Dauer mitmachte.

Zur nationalsozialistischen Bewegung Adolf Hitlers kam Dr.-Ing. Todt im Jahre 1922. Er wurde bald einer der vertrautesten und engsten Mitarbeiter des Führers.

Schon vor der Machtübernahme war Dr.-Ing. Todt in der Partei Fachberater für Straßenbau. Am 5. Juli 1933 wurde er als Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen berufen. Unter seiner Leitung entstand die Planung für das Netz der Reichsautobahnen, das in den letzten Jahren immer wieder verbessert und erweitert wurde. Mit größter Tatkraft wurde auch die Umsetzung dieses ungeheuren Bauvorhabens in die Wirklichkeit begonnen, so daß schon mehrere tausend Kilometer Reichsautobahnen im Betrieb sind. Die dabei bewältigte organisatorische Leistung Dr.-Ing. Todt's ist in der ganzen Welt anerkannt und bewundert worden.

Eine ganz einmalige Leistung ist der Bau des Westwalles. In wenigen Monaten entstanden zum Schutze der deutschen Grenze Zehntausende von Festungsbauwerken, Betonbunkern und Panzerwerken, die es später unseren Gegnern unmöglich machten, unsere West-

grenze während des Polenfeldzuges mit Aussicht auf Erfolg anzugreifen. Die Ernennung von Dr.-Ing. Todt zum Generalmajor war das äußere Zeichen der Anerkennung für die hierbei geleistete Arbeit.

Seit dem 17. März 1940 war Todt Reichsminister für Bewaffnung und Munition. Von den sonstigen Ämtern, die Dr.-Ing. Todt führte, seien genannt das des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft sowie seit kurzem das des Generalinspektors für Wasser und Energie.

Die von ihm geschaffene „Organisation Todt“ zählt zu den machtvollsten Instrumenten, die dem deutschen Volke je zur Verfügung standen.

In der Reichstagsrede vom 11. Dezember 1941 sagte der Führer: „Von Kirkenes bis zur spanischen Grenze erstreckt sich ein Gürtel von Stützpunkten und Befestigungen größten Ausmaßes, Flugplätze, Marinebasen, Schutzbauten für U-Boote, Straßen- und Eisenbahnnetze. Pioniere und Baubataillone der Marine, des Heeres und der Luftwaffe in Verbindung mit der Organisation Todt haben hier Anlagen geschaffen, die dem Westwall in nichts nachstehen.“

Mit Dr.-Ing. Todt verloren wir den Führer der deutschen Techniker, den Leiter des Hauptamtes für Technik in der Reichsleitung der NSDAP, den Mann, der die deutschen Techniker im „NS-Bund deutscher Technik“ vereinigt hat. Dr.-Ing. Todt war auch Leiter des Amtes für technische Wissenschaften in der DAF.

Was Reichsminister Dr.-Ing. Todt dem deutschen Volke und der nationalsozialistischen Bewegung gegeben hat, wurde vom Führer in seiner Gedenkrede geschildert. Die Zeit sei allerdings noch nicht gekommen, um die Leistungen von Dr.-Ing. Fritz Todt schon voll zu würdigen. Mag dies getrost einer späteren Zeit vorbehalten bleiben. Das Werk von Dr.-Ing. Todt lebt und wird für immer von ihm zeugen.

## KAIMAUER FÜR SCHWEREN SEEVERKEHR.

Von Dr.-Ing. Eduard Riepe.

DK 627.333.4

In einem deutschen Seehafen wurde unlängst eine Kaimauer errichtet, die hinsichtlich ihrer Abmessungen als ein bemerkenswertes Bauwerk bezeichnet werden kann. Denn für eine Wassertiefe von  $-11,60$  errichtet, hat die Mauer bei einer Geländehöhe von  $+5,57$  die stattliche Höhe von  $17,17$  m. Es handelt sich also zweifellos um eine der schwersten Mauern, die in den letzten Jahren errichtet sind. Die Mauer wurde vor Ausbruch des uns von England aufgezwungenen Krieges an eine Arbeitsgemeinschaft von zwei Großfirmen vergeben und trotz mancher Schwierigkeiten, die durch den Krieg bedingt waren, in ununterbrochener Arbeit fertiggestellt. Der außerordentlich strenge Winter 1939/40 zwang allerdings zu einer längeren Arbeitsunterbrechung, da die vorwiegend in dieser Zeit zu leistenden Rammarbeiten jede Winterarbeit unmöglich machten.

Vom Bauherrn war eine Kaimauer ausgeschrieben, die als Unterbau eine Stahlspundwand und Stahlbetonpfähle, als Oberbau eine Stahlbetonbauweise vorsahen. Ähnliche Mauern waren von den Beteiligten der Arbeitsgemeinschaft z. Zt. der Auftragsübernahme im gleichen Hafengebiet bereits in Ausführung bzw. standen kurz vor der Vollendung. Sie waren jedoch nicht für eine Wassertiefe von  $-11,60$ , sondern für eine solche von  $-10,0$  erbaut.

Nichtsdestoweniger konnten diese Bauwerke sowohl dem Bauherrn als auch den Firmen in technischer und preislicher Hinsicht als Vorbilder dienen. Da die bauausführenden Firmen eine durchaus eingearbeitete und im Kaimauerbau erfahrene Gefolgschaft zur Verfügung stellen konnten, so waren alle Vorbedingungen für eine technisch einwandfreie Durchführung des Baues gegeben.

Der Bauplatz für die Kaimauer lag an einem bereits vorhandenen Hafenbecken. Das durch Steinwurf geschützte Ufer war unregelmäßig und nur streckenweise als ehemaliges Werftgelände durch eine hölzerne teilweise noch gut erhaltene Vorsetze begrenzt. Im übrigen lagen im Bereich des Bauplatzes teilweise zerstörte Slips mit ihren Unterwasserpfählen; keineswegs war also ein idealer Bauplatz vorhanden. Da der Bauplatz außerdem noch in einem Tidehafen und die Vorderkante der Kaimauer zum größten Teil im offenen Wasser lag, so kamen bei der Ausführung alle die mit einer Tidearbeit verbundenen Schwierigkeiten hinzu. Eine Profilaufnahme der Hafensohle in der Spundwandflucht zeigte überdies, daß an einzelnen Stellen die Hafensohle auf  $-4,0$  lag, daß also umfangreiche Hinterfüllungsarbeiten durchzuführen waren. Es wurde erwogen, die Stahlbetonplatte teilweise auf verloraener Schalung zu errichten, soweit die Mauer über dem offenen Wasser errichtet werden mußte. Mit Rücksicht auf die gerade in den Jahren 1939/40 geforderte sparsame Verwendung von Holz wurde dieser Vorschlag jedoch nicht ausgeführt, sondern die Auffüllung des Geländes bis Plattenunterkante nach Rammung der Spundwand beschlossen.

Wie bereits oben erwähnt, sollte das Bauwerk einer Hafentiefe von  $-11,60$  m genügen. Die vom Bauherrn angestellten Bodenuntersuchungen ließen erkennen, daß tragfähiger Grobsand bzw. grober Kies in durchaus erreichbarer Tiefe vorhanden war. Im Bereich des Baugeländes waren eine größere Anzahl von Probebohrungen durchgeführt, von denen drei bis zu einer Tiefe von  $-18,6$  m, zwei bis zu einer Tiefe von  $-17,6$  m und vier bis zu einer Tiefe von  $-16,6$  m vorgetrieben waren. Alle wiesen bei großer Verschiedenheit der Schichten bis etwa  $-9,50$  m als gemeinsames Merkmal auf, daß unter  $-9,50$  m Sand bzw. Grobsand anstand, der nach den in dieser Gegend gemachten Erfahrungen als tragfähig angesprochen werden kann. Da es sich bei diesem Bauwerk um eine Kaimauer handelte, so mußte von Anfang an nicht die Erreichung tragfähiger Schichten, sondern die zur Sicherung der Mauer gegen Gleiten notwendige Gründungstiefe unter der zukünftigen Hafensohle angestrebt werden. Nach den von seiten der ausführenden Firmen gemachten Erfahrungen mußten die Pfahlspitzen in der Nähe der Spundwand mindestens  $4,0$  m unter der zukünftigen Hafensohle liegen. Wegen der Größe der

Mauer und mit Rücksicht auf die rechnungsmäßig nachgewiesene Rammtiefe der Spundwand unter Hafensohle entschloß man sich jedoch zu einer Gründungstiefe für die erste Pfahlreihe von  $-19,20$  m (vgl. Abb. 1), d. h. also rd.  $6,60$  m unter Hafensohle. Es war vorauszusehen, daß diese Tiefe ohne eine wirksame Spülanlage für die Rammung der Stahlbetonpfähle nicht erreicht werden konnte.

Die Gesamtlänge der für  $-11,60$  m Wassertiefe vorgesehenen Kaimauer betrug rd.  $383$  m. Daran schloß sich eine  $50$  m lange Kaimauer für leichten Verkehr mit einer Wassertiefe von  $-4,0$  m (Abb. 2). Zwischen beiden Mauern lag ein  $30$  m langes rechtwinklig zur Hauptmauer liegendes Übergangsstück für Wassertiefen von  $-11,5$  auf  $-4,0$  m. Die Hauptmauer war in Blöcke von  $40$  m Länge aufgeteilt, während die  $50$  m lange Mauer aus zwei Blöcken bestand. Im ganzen waren mit der Übergangsmauer zwölf Baublöcke vorhanden.

Die für eine Wassertiefe von  $-4,0$  m berechnete Mauer hat eine ähnliche Ausbildung erhalten wie die Hauptmauer; sie konnte jedoch entsprechend ihrer Bestimmung wesentlich leichter in ihren Abmessungen gehalten werden, wie auch aus Abb. 2 hervorgeht.

### Die Grundlagen der statischen Berechnung.

Die Berechnung der Kaimauern in den bedeutendsten Hafenstädten der Nord- und Ostsee ist bisher nicht nach einheitlichen Richtlinien durchgeführt. Das liegt wohl in der Hauptsache daran, daß einmal die Erforschung des Erddruckes nicht als abgeschlossen bezeichnet werden kann, zum anderen daran, daß fast jede Hafenstadt ihre der besonderen Eigenart des Baugrundes angepaßte Bauweise entwickelt hat. Ein Blick in die einschlägige Literatur, wie z. B. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, oder F. W. Otto Schulze: Seehafenbau, zeigt eine Fülle von Sonderbauweisen, die auch hinsichtlich ihrer Berechnungsweise sehr voneinander abweichen.

Die Einführung des Stahlbetonbaues im Hafenbau, durch den die vielfach früher gewählte Massivbauweise auf Holzpfahlrost ersetzt wurde, verlangte jedoch eine möglichst klare Berechnungsweise.

Es ist nicht der Sinn dieser Ausführungen, die Zweckmäßigkeit der neueren Berechnungsweisen einer Kritik zu unterziehen, jedoch mag erwähnt sein, daß die früher vielfach für Stahlbetonkaimauern angewendeten Berechnungsarten, die sich durch ihre Einfachheit auszeichneten, aber gute praktische Erfahrung im Kaimauerbau verlangten, ihre Berechtigung durch die Standfestigkeit der danach erbauten Mauern bewiesen haben, selbst bei außerordentlich schwierigen Bodenverhältnissen. Die Stahlbetonkaimauern in Lübeck, Stettin, Cuxhaven oder Delfzyl (Holland) mögen als Beispiele dafür angeführt werden.

Bei der Beurteilung der Standsicherheit einer Kaimauer ist naturgemäß die mehr oder weniger richtige Beurteilung der anstehenden Bodenschichten von ausschlaggebender Bedeutung. Vielfach sind die entwerfenden Ingenieure auch heute noch auf ihre eigene Erfahrung angewiesen, da oft keine Zeit vorhanden ist, eingehendere Bodenuntersuchungen anstellen zu lassen.

Auch im vorliegenden Falle mußte auf eine eingehende Bodenuntersuchung verzichtet werden. Es wurden deshalb für die bei den Probebohrungen gefundenen Bodenarten die in der Zahlentafel angegebenen Erfahrungswerte angenommen, die nach späteren in der Nähe vorgenommenen Untersuchungen für die gleichen Bodenarten wesentlich günstigere Reibungswerte ergaben, also für diesen Fall als standsicherheitsvermehrend anzusehen sind:

Bodenart	$\varrho^\circ$	$\delta^\circ$	$\gamma'$	$\gamma'$
			in t über Wasser	in t unter Wasser
aufgebrachter Boden (Sand) . . . . .	$32,5^\circ$	$22,5^\circ$	1,8	1,1
gewachsener Sand . . . . .	$32,5^\circ$	$22,5^\circ$	1,8	1,1
Klei . . . . .	$15^\circ$	$5^\circ$	1,8	0,8
Moor . . . . .	$15^\circ$	$5^\circ$	1,2	0,2

Die sich aus diesen Annahmen ergebenden Werte wurden den Zahlentafeln von Krey für aktiven bzw. passiven Erddruck entnommen. Dabei wurde bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks jedoch mit gekrümmten Gleitflächen gerechnet, eine Annahme, die im Hinblick auf die Untersuchung früherer Ausführungen demnach ebenfalls standsicherheitsvermehrend wirkt. Die statische Untersuchung wurde für einen Außenwasserstand von N.N.W. =  $-3,50$  m durchgeführt bei einem N.W. von  $-0,60$  m. Der Wasserstand

388 t/Stück. Die Horizontalkraft aus Winddruck und Seitenschub wurde mit 40 t in Rechnung gestellt.

3. Der Pollerzug wurde mit 50 t/Poller berücksichtigt bei einem Abstand der Poller von 25 m.

Nach Festlegung der äußeren Kräfte konnte mit der endgültigen Formgebung der Mauer begonnen werden. Für die Kaimauer ist ein Querschnitt gewählt (vgl. Abb. 1), der sich technisch und wirtschaftlich bisher gut bewährt hat. Eine Stahlbetonplatte von 14,50 m Breite verbindet die in den vorderen Mauerkörper unter-

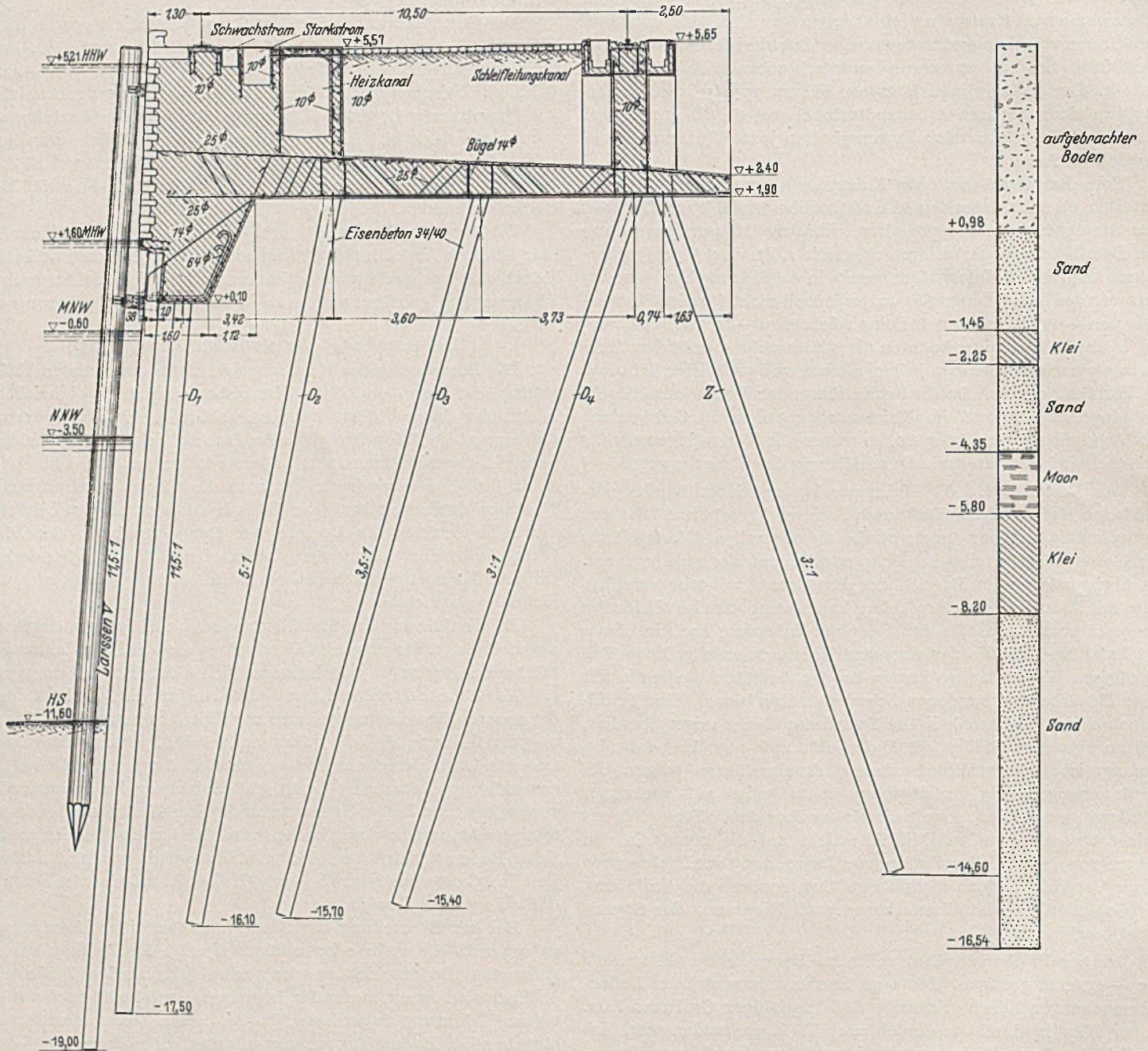


Abb. 1. Schnitt durch die Hauptmauer.

hinter der Mauer wurde um 1,0 m höher angenommen. Entsprechend der geforderten Hafentiefe von  $-11,60$  m wurde, um Unebenheiten der Baggerung auszugleichen, mit einer Tiefe von  $-12,10$  m gerechnet.

Die sonstigen äußeren auf die Kaimauer wirkenden Kräfte sind durch betriebliche Forderungen bedingt.

1. Die allgemeine Verkehrsbelastung der Mauer sollte  $3,0$  t/m<sup>2</sup> betragen. Sie wurde als gleichmäßig verteilte Last angenommen.

2. Die für den Betrieb erforderlichen Kräne erzeugen eine senkrechte Belastung von  $17,15$  t/m für die Wasserseite und  $15,1$  t/m für die Landseite. Das Gesamtgewicht der Kräne betrug

halb der Platte eingespannte Spundwand und die Tragpfähle fest miteinander und überträgt sämtliche an der Kaimauer auftretenden senkrechten und waagrechten Kräfte auf den Unterbau. Gleichzeitig gibt diese Platte der Mauer die genügende Längssteifigkeit, um Einzelkräfte, wie Pollerzug, Kranschub usw. auf eine größere Länge zu verteilen. Der unterhalb der Platte ausgebildete bis  $+0,10$  m hinabreichende vordere Mauerkörper (Schürze) zur Aufnahme der Spundwand wurde hinsichtlich seiner Höhenlage durch die Forderung nach möglichst weitgehender Stahleinsparung bedingt. Andererseits mußte aber auch auf die Außenwasserstände M.N.W.  $-0,60$  und M.H.W.  $+1,60$  m Rücksicht genommen wer-

den, um einen einigermaßen fließenden und ungestörten Baufortschritt zu erzielen.

Während für die Schürze von Anfang an Tidarbeit in Kauf genommen werden mußte, erschien es im Hinblick auf den Baufortschritt günstiger, die Plattenunterkante über M.H.W. zu legen.

Es mag hier eingeschaltet werden, daß die Unterkante Schürze +0,10 m infolge ungünstiger Wasserstände leider zu mancher Verzögerung bei der Betonierung Anlaß gab, so daß es ratsam ist, in Zukunft möglichst nicht unter +0,50 m hinabzugehen. Die damit gewonnenen 40 cm bedeuten hinsichtlich der gewonnenen Arbeitszeit bekanntlich sehr viel. In diesem Falle zwangen aber die Umstände zu der gewählten Höhenlage.

Ein wichtiger Teil der Kaimauerberechnung ist zweifellos die Berechnung der Spundwand und des durch sie auf die Kaimauer übertragenen Ankerzuges. Es ist in den letzten Jahren viel über ihre zweckmäßige Berechnungsweise geschrieben, und ich verweise dabei u. a. auf die Arbeiten von Blum<sup>1</sup> und Schütte<sup>2</sup>. Die Spundwandberechnung dieser Mauer wurde in Anlehnung an die Untersuchungen von Blum durchgeführt. Die Spundwand wurde als oben und unten eingespannter Balken angesehen. Ausgehend von der vollen Einspannung im Boden wurde versucht, auch die obere volle Einspannung theoretisch zu erreichen. Dieser Versuch ist zeichnerisch nicht voll gelungen, da ein endgültiger Schluß der aus der Momentenlinie hergeleiteten Biegelinie nicht genau erreicht wurde. Da sehr geringe Verschiebungen der Momentenschlußlinie schon sehr große Änderungen der Biegelinie zur Folge haben, andererseits aber die Verschiebungen bezüglich der Momente und H-Kräfte unerheblich sind, wurde die Untersuchung bei angenähertem Schluß der Biegelinie abgebrochen, da damit die praktisch nachweisbaren Ergebnisse der Untersuchung ermittelt waren. Der Nachweis der unteren Einspannung nach Blum ergab eine Rammtiefe von -19,00 m, d. h. 6,90 m tiefer als die rechnerische Hafensohle und 7,4 m tiefer als die geforderte. Es besteht wohl kein Zweifel, daß diese rechnerische Tiefe mehr als ausreichend ist. Sie wurde aber bedingt sowohl durch die Annahmen über den aktiven und den passiven Erddruck als auch durch die Annahme voller Einspannung im Boden. Bei der Untersuchung der Spundwand wurde die abschirmende Wirkung der hinter der Spundwand stehenden Pfahlreihen berücksichtigt, und zwar wurden 80% des anfallenden Erddruckes der Spundwand, der Rest den Pfählen zugewiesen. Die unmittelbar hinter der Spundwand stehende Pfahlreihe sollte 10% des Erddruckes aufnehmen. Die Berechnung der Stahlbetonpfähle erfolgte in gleicher Weise wie die Spundwandberechnung. Der noch verbleibende Rest von 10% wurde den restlichen Pfählen zugewiesen. Die sich hieraus ergebenden Momente wurden nicht im einzelnen nachgewiesen, da sie im Verhältnis zur Anzahl der Pfähle klein und die Pfähle, wie die Berechnung der ersten Pfahlreihe ergab, genügend bewehrt sind.

Hinsichtlich der rechnerischen Rammtiefe der Spundwand mag noch erwähnt werden, daß bei voller Aufnahme des Erddruckes eine noch größere Tiefe erzielt worden wäre.

Es erscheint deshalb zweckmäßig, besonders im Hinblick auf die zu erwartenden Bauaufträge in den deutschen Seehäfen, dieser Frage noch einmal besondere Aufmerksamkeit zu schenken, vor allem der Frage, ob eine volle Einspannung im Boden tatsächlich erforderlich ist, oder ob es für die Standsicherheit der Mauer nicht besser ist, bei nur teilweiser Einspannung der Spundwand im Boden den dadurch rechnerisch sich vergrößernden Zug des oberen Spundwandauflagers durch eine stärkere Verankerung aufzunehmen. Die Erfahrung im Kaimauerbau zeigt immer wieder, daß nicht die rechnerungsmäßig zu flach gerammte Spundwand, sondern ausschließlich die zu schwache Verankerung der Mauern die Ursache für Bauwerksschäden waren. Mir ist jedenfalls ein gegenteiliger Fall nicht bekannt. Fälle, in denen durch unvorsichtige Baggerung und Hinterspülungen Einstürze erfolgten, gehören nicht unter diese Betrachtungen.

Bei der Ermittlung der Spannungen in der Spundwand wurde

<sup>1</sup> Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, Bd. 2, 4. Aufl. Berlin 1930.

<sup>2</sup> Schütte: Bauing. 21 (1940) S. 105 und Bauing. 22 (1941) S. 193.

ein Abrosten der Flansche von 2 mm berücksichtigt. Unter Berücksichtigung der Durchbiegung ergaben sich für die zur Verwendung gekommenen Profile Larssen V und Hoesch V folgende Beanspruchungen:

$$LV: \sigma = 2,414 \text{ t/cm}^2$$

$$HV: \sigma = 2,466 \text{ t/cm}^2.$$

Die verwendeten Spundwände wurden in Stahlqualität 50/60 geliefert. An der Einspannstelle wurde eine Profilverminderung durch Abrosten nicht berücksichtigt, da diese Fläche durch Anstrich unterhalten werden kann. Die Spundwand selbst wird durch Anker-eisen  $\varnothing 64$  mit der Schürze verbunden. Es wurde jede Einzelbohle verankert, so daß 2,38 m Anker bei einer Bohlenbreite von 425 mm (Hoesch) auf 1 m Spundwand entfallen.

Der Kopf der Spundwand liegt auf +1,35 m, der Zuganker auf +0,20 m, U.K.-Beton auf +0,10 m. Die Zugspannung in den Ankeren wurde mit  $\sigma = 1,205 \text{ t/cm}^2$  ermittelt.

Mit Rücksicht auf die hohe Beanspruchung der Spundwand wurde ihr nur eine Normalkraft von 6,5 t/m zugewiesen.

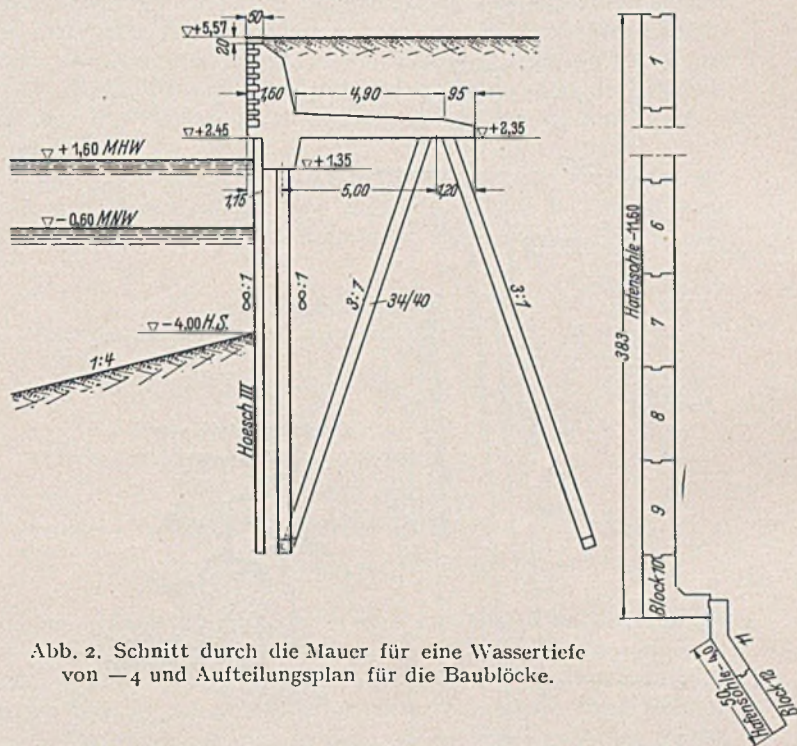


Abb. 2. Schnitt durch die Mauer für eine Wassertiefe von -4 und Aufteilungsplan für die Baublöcke.

Für die Stahlbetonpfähle war ein Querschnitt 34/40 cm gewählt. Der rechteckige Querschnitt hat sich aus praktischen Gründen als sehr zweckmäßig erwiesen. Während des Transportes und beim Aufnehmen der Pfähle treten zweifellos große Biegebeanspruchungen auf, denen ein rechteckiger Pfahl einen wesentlich größeren Widerstand entgegengesetzt als ein quadratischer Pfahl gleicher Fläche. Die Ribbildungen werden dadurch auf ein Minimum eingeschränkt. Als Bewehrungseisen standen Rundeseisen  $\varnothing 26$  zur Verfügung. Da die Pfähle zuerst bis 19,7 m lang waren, — später wurden sie um 1 m verkürzt — so war damit die Grenze für eine Eiseneinsparung erreicht. Als die Pfähle jedoch infolge der tief liegenden Sohle bis -4,0 m auf zu große Länge beim Stellen der geeigneten Pfähle frei über den Mäkler kragten, wurde in der Zugseite ein  $\varnothing 20$  zugelegt, um die sonst mit Bestimmtheit zu erwartenden Ribbildungen zu vermeiden.

Die statische Untersuchung ergab für die Pfähle folgende Belastungen (vgl. Abb. 1):

$$D_1 = 52 \text{ t}$$

$$D_2 = 65,5 \text{ t}$$

$$D_3 = 64,1 \text{ t}$$

$$D_4 = 64,5 \text{ t}$$

$$Z = 24,7 \text{ t.}$$

Das entspricht einer Druckbeanspruchung unter Berücksichtigung der Eiseneinlagen von  $\sigma_b = 0,0404 \text{ t/cm}^2$  und einer Zugbeanspruchung von  $\sigma_e = 1,175 \text{ t/cm}^2$ .

Die Platte wurde als durchlaufende Platte über mehrere Stützen auf Biegung und Zug berechnet. Das für die Spundwand und die erste Pfahlreihe errechnete Moment aus dem Erddruck wurde voll aufgenommen. Mit Rücksicht auf eine möglichst sparsame Verwendung von Eisen wurden die Plattenquerschnitte kräftig gewählt. Die rechnerische Betonbeanspruchung lag in allen Fällen unter  $\sigma_b = 0,035 \text{ t/cm}^2$ .

Die bisher gemachten Ausführungen über die Beanspruchung und Ausbildung einzelner Bauteile bezogen sich auf die Hauptmauer für die Wassertiefe von  $-11,60 \text{ m}$ . Die Abmessungen und gewählten Profile der  $50 \text{ m}$  langen Mauer gehen aus Abb. 2 hervor. Da weder Kräne noch Poller vorgesehen waren, wurde lediglich als Nutzlast eine gleichmäßig verteilte Last von  $3 \text{ t/m}^2$  in Rechnung gestellt. Hinsichtlich der Spundwand wurde ebenfalls untere und obere Einspannung gewählt und der Kopf entsprechend ausgebildet. Ihre Beanspruchung betrug  $2,14 \text{ t/cm}^2$ , die Beanspruchung der oberen Zuganker  $1,075 \text{ t/cm}^2$ . Das verwendete Hoesch-Profil III würde in Stahlqualität 44/52 geliefert.

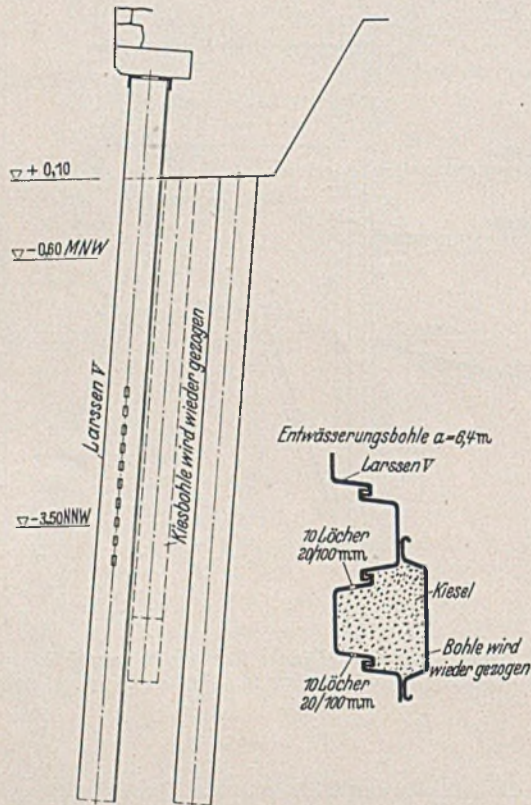


Abb. 3. Ausbildung der Sickerschlitzte.

Die bauliche Ausbildung der Mauer und ihre Erstellung auf dem Bauplatz.

Es war vorgesehen, die Spundwand in einer Neigung von  $5^\circ$  zu rammen. Es wird zwar von vielen Hafenbehörden aus betrieblichen Gründen eine senkrechte Ausbildung der vorderen Wand gewünscht; aus Gründen der Standsicherheit ist jedoch die hier vorgesehene Ausbildung von Vorteil. Einmal ist die Spundwand in der Lage, einen Teil des Horizontalschubes selbst aufzunehmen; zum anderen wird bei einem geringen Vorgehen der Mauer der kritische Punkt, d. h. die Senkrechte, auf keinen Fall überschritten. Diese Erscheinung tritt allgemein auf, wenn z. B. das Hafenbecken ausgebaggert wird und die Kaimauer damit in Spannung gerät.

Da die Spundwand außer der waagrechten noch eine geringe senkrechte Belastung von  $6,5 \text{ t/m}$  aufnehmen sollte, so wurde der Kopf zur Lastaufnahme ausgebildet. Die dazu ergriffenen Maßnahmen sind in Abb. 1 dargestellt. Die beiden am Kopf der Spundwand angebrachten Winkel dienen dazu, die Last zentrisch auf die Spundwand zu übertragen. Während der Montage werden sie außerdem zur Ausrichtung der Spundwand benutzt. Das über dem wasserseitig angebrachten Winkel liegende Blech dient als Kanten-schutzseisen und sichert den unteren Betonsockel vor Zerstörungen.

In der statischen Berechnung wurde vorausgesetzt, daß der Wasserstand hinter der Mauer nur  $1 \text{ m}$  höher sein soll als vor der Mauer. Da die Stahlspundwand dicht gerammt ist und die Schlösser im Laufe der Zeit praktisch wasserdicht werden, wurde jede achte Doppelbohle in den Flanschen mit Sickerschlitzten von  $-2,00$  bis  $-4,00 \text{ m}$  versehen (vgl. Abb. 3).

Hinter diesen Bohlen wurde ein Kiesfilter auf folgende Weise eingebaut: Es wurde hinter der gelochten Bohle eine Larssen-Bohle Profil III gerammt, der zwischen Spundwand und Hilfsbohle befindliche Boden herausgespült und danach Filterkies eingebracht. Darauf wurde die Hilfsbohle wieder gezogen. Da das Absinken auf den tiefsten Wasserstand  $-3,5 \text{ m}$  das Ergebnis mehrerer ungünstiger Tiden ist, so kann die volle Wirksamkeit dieser Anlage angenommen werden. Der Überdruck von  $1,0 \text{ m}$  wird genügen, um Wasser aus den Sickerschlitzten austreten zu lassen.

In einem anderen Fall wurde vom Verfasser eine andere Ausführungsart vorgeschlagen, über die kurz berichtet werden soll. Die zu errichtende Kaimauer entsprach im großen und ganzen der

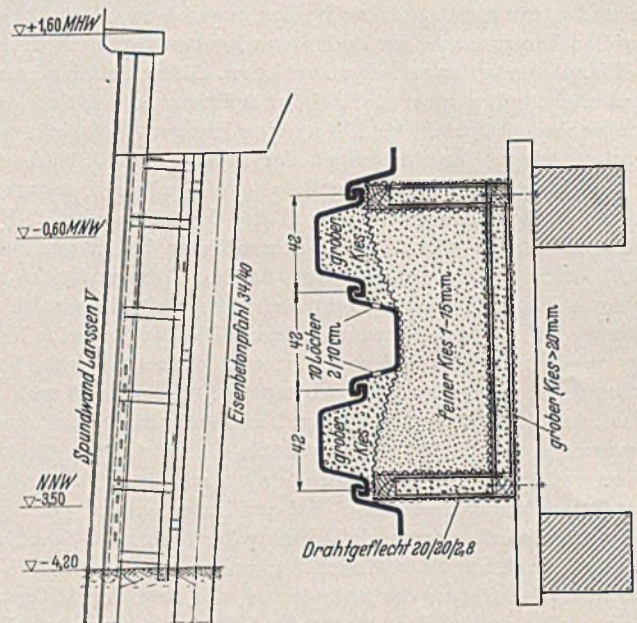


Abb. 4. Ausbildung der Sickerschlitzte unter Verwendung eines Filterkorbs.

hier beschriebenen Mauer. Der Unterschied lag nur in der bereits in der Flucht der Kaimauer vorhandenen größeren Wassertiefe während des Bauzustandes, die zwischen  $-6,0$  und  $-3,0 \text{ m}$  schwankte. Es wurde deshalb aus Kantholz  $10/10 \text{ mm}$  und Drahtgeflecht von  $20 \text{ mm}$  Maschenweite ein Kasten nach Abb. 4 hergestellt, der hinter der gelochten Bohle zwischen Spundwand und der ersten Pfahlreihe abgesenkt wurde (Abb. 4). Der Vorteil dieser Ausführungsart liegt in der vorhandenen größeren Filterfläche. Diese Ausführung ist jedoch nur mit großen Kosten durchzuführen, wenn die örtlichen Verhältnisse ein einfaches Absenken nicht zulassen.

Die Rammung der Spundbohlen und der Stahlbetonpfähle wurde mit Hilfe von zwei Universalrammen durchgeführt. Es standen zur Verfügung eine  $4 \text{ t}$ -Dampftramme, Bauart Menck & Hambrock, und eine M.R. 60 mit  $4 \text{ t}$ -Bär der gleichen Firma. Die Rammen liefen auf Unterwagen, die die gesamte Baugrube überspannten. Mit Rücksicht auf die große Breite waren die Unterwagen dreispurig angelegt. Die wasserseitige und die mittlere Spur waren auf ganze Länge untermammt; die landseitige Spur war entsprechend den vorhandenen Geländebeziehungen teils auf Schwellen, teils auf Pfählen aufgelagert. In der Planung waren Stahlbetonpfähle von  $19,70 \text{ m}$  Länge vorgesehen, deren Spitzen auf  $-18,5 \text{ m}$  liegen sollen. Trotz der zur Verfügung stehenden rostfreien Spülpumpe mit einer Leistung von  $2000 \text{ ltr/min}$  bei  $8-10 \text{ atm}$  an der Pumpe gelang es nicht, die Pfähle einwandfrei auf die beabsichtigte Tiefe zu rammen. Auch die Verwendung

stärkerer Spüllanzen — es waren bis dahin Rohre von 2" gebraucht — führte nicht zum Ziel, da die Lanzen bei der großen Länge zu unhandlich wurden. Da die Sicherheit des Bauwerkes auch bei einer Lage der Pfahlspitze auf —17,5 m in der ersten Pfahlreihe nicht gefährdet war, entschloß man sich, die Pfähle durchweg 1,0 m kürzer zu machen. Die sich nunmehr ergebende neue um



Abb. 5. Der fertiggerammte Unterbau.

1 m geringere Tiefe (vgl. Abb. 1) wurde im großen und ganzen für alle Pfähle erreicht. Das Haupthindernis beim Rammen bestand späterhin in starken Geröllansammlungen unterhalb der Pfahlspitzen infolge des Spülens, die sich bei zunehmender Tiefe vermehrten. Ein Rammen ohne Spülung, das diese Geröllansammlung verhindert hätte, erwies sich

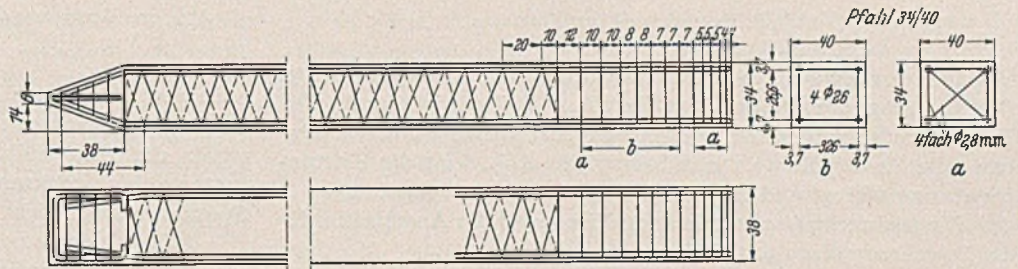


Abb. 7. Bewehrung der Stahlbetonpfähle.

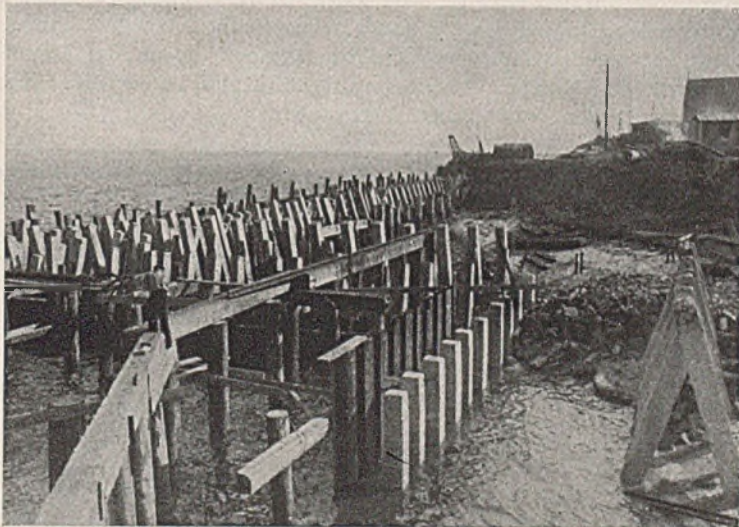


Abb. 6. Rammung des Unterbaues im Bereich des Blockes 10.

als nicht durchführbar, da die Pfähle trotz ihrer nachgewiesenen guten Beschaffenheit die ungewöhnlich starken Rammbeanspruchungen nicht in allen Fällen aushielten und Zerstörungen am Kopf aufwiesen.

Die Abb. 5 gibt eine gute Darstellung eines Teiles der geleisteten Rammarbeit.

Die Pfahlköpfe sind in einwandfreiem Zustand, die Pfahlreihen selbst gut ausgerichtet. Eine gleich gute Darstellung vermittelt die Aufnahme (Abb. 6), die die Rammung der Übergangsmauer und den Beginn der Rammung für die 50-m-Mauer zeigt.

Die am Ende der Kaimauer aus Abb. 6 (im Vordergrund) erkennbare Nische verlangte ein zweimaliges Umsetzen der Ramme. Durch einen genügend starken Schwimmkran wurde diese Arbeit wesentlich erleichtert. Der Schwimmkran war in der Lage, die betriebsfertige Ramme vom Unterwagen abzunehmen und sie ebenso wieder zu stellen, so daß nur geringe Arbeitsunterbrechungen eintraten.

Die Stahlbetonpfähle wurden an Ort und Stelle hergestellt. Da der Bauplatz räumlich sehr beschränkt war, wurden alle Pfähle mit höherwertigem Zement betonierte, so daß sie nach 7—10 Tagen, je nach den vorhandenen Außentemperaturen, rammfähig waren. Die Zuschlagstoffe für die Betonbereitung wurden in zwei Körnungen 0—7 und 7—30 mm angeliefert. Der Zementgehalt betrug 425 kg/m<sup>3</sup> feste Masse. Die Pfahlköpfe wurden mit einem erhöhten Zementgehalt von 450 kg/m<sup>3</sup> betonierte. Als Bewehrung waren vorhanden vier  $\varnothing 26$ , die durch eine besondere Bindung, bestehend aus weichgeglühtem Bindedraht  $\varnothing 2,8$  mm, miteinander verbunden sind (Abb. 7). Der Eisenverbrauch pro lfd. m Bindung ist gering und beträgt 1,7—1,8 kg/m. Die Bindung zeichnet sich dadurch aus, daß durch eine besondere Führung der Drähte in jeder Pfahlebene ein Dreiecksverband entsteht. Je zwei Drähte werden verdrillt. Die Kopfbewehrung besteht aus vierfach verdrillten Drähten, da hier die stärksten Beanspruchungen aufgenommen werden müssen.

Die Spundwände wurden mit Hilfe einer am Unterwagen befindlichen Spundwandführung gerammt. Diese für Stahlbetonspundwände geschaffene Führung hat sich auch bei Stahlspund-

wänden gut bewährt und viel zu einer gradlinigen Ausrichtung der Spundwand beigetragen. Bei der großen Rammtiefe bis —19,00 m (die 20,45 m langen Spundbohlen mußten teilweise auf ganze Länge in den Boden gerammt werden) konnten bei angetroffenen Hindernissen im Boden natürlich geringe Abweichungen aus der Flucht nicht ausbleiben; sie blieben jedoch in erträglichen Grenzen. Der durch das untere Kantenblech gegebene Spielraum von  $\pm 5$  cm für die Ausrichtung der Bohlen genügte in allen Fällen, um einen gradlinigen Verlauf der Mauer zu sichern. Das bei Spundwänden festzustellende Voreilen der Spundbohlenköpfe wurde durch geschicktes Arbeiten soweit verhindert, daß ein Einbau von Keilbohlen während der gesamten Arbeiten nicht erforderlich war. Die beteiligten Rammanschaften haben damit ihr fachliches Können erneut unter Beweis stellen können.

Wie bereits oben dargelegt, wurde die Spundwand durch Anker mit der Betonmauer verbunden. Es wurde jede Einzelbohle verankert. Da dieser Teil der Mauer im Tidebereich liegt, ist seine Unterhaltung ohne Schwierigkeit möglich, so daß Zerstörungen durch Rost nicht zu befürchten sind.

Der Kopf der Spundwand wurde so ausgebildet, daß die auf die Spundwand entfallende Last einwandfrei aufgenommen werden kann. Die Kopfausbildung wurde bereits oben beschrieben.

In anderen Fällen wurde auch anstatt des unteren Kantenbleches eine Granitschwelle von 0,30 m Höhe verlegt. Auch diese Ausführung hat sich gut bewährt und kann sehr empfohlen werden. Die Verwendung von Kunststeinen ist nicht zweckmäßig, da die Kanten durch Kleinfahrzeuge stark beansprucht werden können.

Der obere Mauerkörper, bestehend aus Schürze, Platte, der vorderen Mauer und der landseitigen Kranbahn wurde in Stahlbeton hergestellt. Abb. 1 gibt eine Darstellung der normalen Bewehrung der Hauptmauer.

Die Mauer wurde in mehreren Abschnitten betoniert. Nach Betonieren der Schürze bis  $+1,75$  m im Tidebetrieb wurde das Basaltmauerwerk aufgesetzt und gleichzeitig der Boden unter der Platte bis  $+1,90$  m eingebracht. Darauf wurde die Platte und dann das aufgehende Mauerwerk bzw. die Kranbahn betoniert. Der gesamte Oberbau wurde bis auf zwei Platten in Pumpbeton hergestellt. Diese Platten lagen so günstig zur Mischmaschine, daß das Einbringen durch Loren sich zweckmäßiger gestaltete. Zur

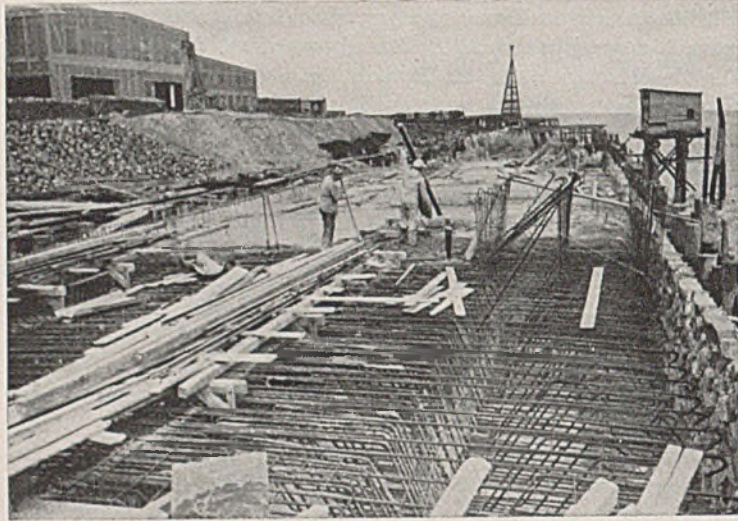


Abb. 8. Betonierung der Platte.

Verfügung stand ein 750 ltr.-Mischer und eine Torkretpumpe L 7. Die Leistung der Pumpe war durchaus zufriedenstellend. Die Pumpe war so aufgestellt, daß ihre Größtentfernung von der Einbaustelle für den Beton 150 m betrug. In Abb. 8 ist die Plattenbewehrung verlegt und ein Teil der Platte bereits betoniert.

Die senkrecht herausstehenden Eisen sind die Ansatzisen für die Bewehrung eines 50 t-Pollers.



Abb. 9. Ansicht der teilweise fertigen Mauer.

Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der hinter der Spundwand fehlende Boden eingebracht und zwar bis  $\pm 0$  m, um die Schürze herstellen zu können.

Das Hinterfüllen der Spundwand bis  $+1,90$  m machte aber dort Schwierigkeiten, wo die Hafensohle wie bei Block 11 und 12 auf  $-4,2$  m und teilweise noch tiefer lag. Die Spundwand war auf mehr als 5,0 m Länge frei. Wenn die Spundwand auch in der Lage war, das durch die Hinterfüllung auftretende Moment aufzunehmen, so waren andererseits die unter Hafensohle anstehenden Klei- und Moorschichten aber nicht in der Lage, die Spundwand wirksam einzuspannen. Mit einem Nachgeben mußte also gerechnet

werden. Tatsächlich gab die Spundwand auch schon nach, als der Boden bis  $-2,0$  m langsam angefüllt war. Eine Sandschüttung vor der Spundwand, um den Widerstand zu erhöhen, blieb wegen der Strömung im Hafenbecken, die den angeschütteten Sand hinwegnahm, wirkungslos. Darauf wurden die Einfüllarbeiten unterbrochen, die Spundwand wieder ausgerichtet und die Schürze betoniert, nachdem vorher die Spundwand des Blockes 10 an Block 9 verankert und die sehr gefährdete Ecke von Block 10

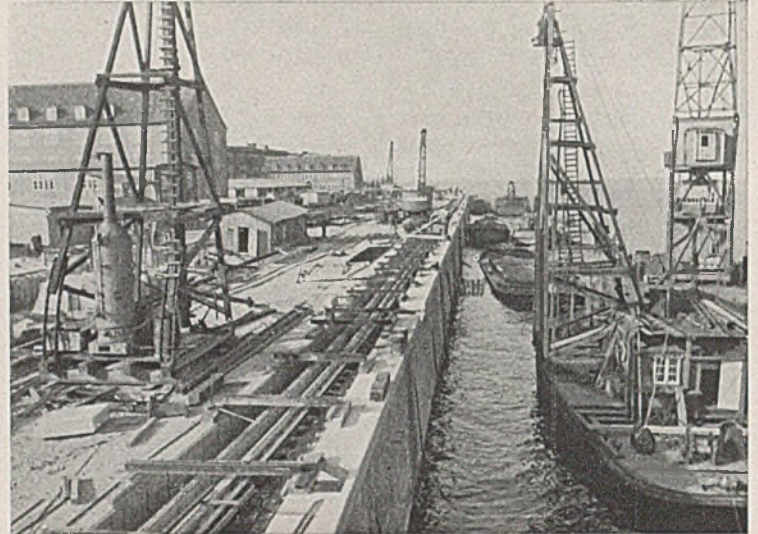


Abb. 10. Verlegung der Kranschienen mit den daran befestigten Schienenstühlen.

außerdem durch eine Eckaussteifung gesichert war. Die Schürze wurde durch Längseisen verstärkt. Nach Beendigung dieser Arbeit wurde die Hinterfüllung langsam fortgesetzt. Die Maßnahmen hatten sich als wirksam herausgestellt, ein weiteres Nachgeben der Spundwand trat nicht ein.

Abb. 9 zeigt einen Teil der fertigen Kaimauer. Die Kranschienen sind allerdings noch nicht verlegt, ebenso fehlen die Streichpfähle. Der im Vordergrund stehende Doppelpoller ist für 100 t, die übrigen sind für 50 t Zugkraft berechnet. Verwendet wurden sog. Doppelpoller, die sich betrieblich gut bewährt haben. Zum Festmachen kleinerer Fahrzeuge dienen die an der Mauer angebrachten Ketten. Als oberer Abschluß der Mauer dient ein Granitstein von  $30 \times 100$  cm Querschnitt.

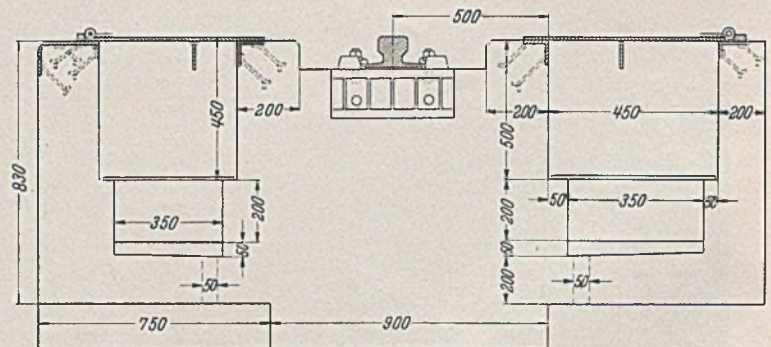


Abb. 11. Schnitt durch die Kranbahn.

Die Kranschienen wurden auf Universalschienenstühlen verlegt. Die kräftig ausgebildeten Stahlgußstühle wurden mit den fertig aufmontierten Kranschienen zusammen genau verlegt und in einem Guß einbetoniert. Die aus der Mauer herausragende Bewehrung wurde mit den Stühlen durch waagrechte Eisen verbunden. Der Abstand der Stühle betrug 0,63 m, am Schienenstoß betrug der Abstand jedoch nur 0,27 m. Die Schienen wurden in Längen von 15 m angeliefert. Schienenstoß und Bauwerksfuge trafen somit nicht zusammen. Die Verlegung der Schienen ist aus Abb. 10 ersichtlich. Die Schienen wurden mittels Schrauben an Stahlträgern aufgehängt und konnten dadurch in jede gewünschte





haltigen Schichten nach wie vor die chemisch „aktiven“<sup>2</sup> Pigmente den Vorzug verdienen. Den ersten Grundanstrich bringt man also zweckmäßigerweise wie üblich mit einer der beiden derzeitigen Bleimennigesorten, den Schlußanstrich dagegen mit Bleiweiß „Z“ zur Ausführung. Als Bindemittel dient hierbei Leinöl bzw. Leinölfirnis oder — falls beide gerade nicht vorhanden sein sollten — das eine oder andere der neueingeführten Alkydharz-Präparate, soweit es von Herstellerseite ausdrücklich als hierfür geeignet befunden wurde.

Hier sei wiederholt daran erinnert, daß die Verwaltungsstellen der Reichsbahn sowohl wie auch zahlreicher anderer Großunternehmen — allen Rohstoffschwierigkeiten zum Trotz — auch heute noch nach den vorbezeichneten Grundsätzen verfahren. Alle maßgeblichen Stellen stehen also unverändert auf dem Standpunkt, daß ein völliger Verzicht auf den Gebrauch von fetten Ölen in Fällen höherer und höchster Beanspruchung auf absehbare Zeit unmöglich ist. Ausschlaggebend spielt hierbei zweifellos die Tatsache mit herein, daß der Gebrauch der chemisch „aktiven“ Pigmente in Verbindung mit ölhaltigen Bindemitteln stets eine erhebliche Wertsteigerung der fertigen Anstriche im Gefolge hat. Weiterhin spiegelt sich hierin deutlich die Erkenntnis wieder, daß letztere mit indifferenten Anstrichstoffen allein selbst unter günstigsten Bedingungen heute noch nicht erreicht werden kann.

Besondere Beachtung verdient hierbei die Tatsache, daß die chemisch „aktiven“ Bleipigmente auch in Verbindung mit den erwähnten Alkydharz-Bindemitteln keinerlei Einbuße an ihrem Schutzwert und ihrer Lebensdauer erleiden. Noch vor wenigen Jahren wurden nämlich in dieser Hinsicht gewisse Befürchtungen laut, vor allem in dem Sinne, daß die genannten Bleipigmente unter dem Einfluß der neuen Bindemittel besonders „lichtempfindlich“ würden. In erster Linie galten diese Bedenken der Bleimennige, die an sich nicht zu den unbedingt „lichtbeständigen“ Pigmenten zählt, da sie sich bei längerer Lichteinwirkung mit den entsprechenden Bestandteilen der Atmosphäre zu weißgefärbten Bleisalzen umsetzt. Dieser als „Bleiweiß-Erscheinung“ bekannte Vorgang tritt lediglich dann in Erscheinung, wenn man — wie üblich —

<sup>2</sup> Man versteht unter chemisch „aktiven“ Pigmenten bekanntlich solche, die sich mit den wertbestimmenden Bestandteilen der fetten Öle teilweise zu neuen halborganischen Verbindungen, den sog. „Metallseifen“, umsetzen.

zwischen dem Auftragen der Grund- und Deckanstriche einen Zeitraum von etwa 3—4 Wochen verstreichen läßt. Irgendwelche nachteiligen Wirkungen kann er schon deshalb nicht zeitigen, weil er einer photochemischen Umsetzung gleichkommt, die nur an der Oberfläche des Anstrichs vor sich geht und daher schlimmstenfalls einen geringen Bruchteil der gesamten Filmmenge erfaßt, wobei die entstehenden kohlen- bzw. schwefligsauren Bleiverbindungen immer noch eine gewisse korrosionsverhindernde Wirkung ausüben.

Das gleiche trifft jedoch auch auf Bleimennige-Grundierungen mit Bindemitteln auf Alkydharzbasis zu, die bekanntlich größere Mengen an Fettsäuren chemisch gebunden enthalten und demzufolge in ihren Eigenschaften dem Leinöl und seinen Umwandlungsprodukten sehr nahe kommen. Zwar sind wir bis heute noch nicht ausreichend darüber unterrichtet, welche physikalisch-chemischen Beziehungen sich im Anstrich zwischen diesen neuartigen Bindemitteln und dem Pigmentanteil ergeben und dementsprechend wissen wir auch nicht, ob die unter dem Sammelnamen „Seifenbildung“ bekannten Vorgänge<sup>3</sup> bei ihnen in gleicher Form und in ähnlichen Ausmaßen wie im Bleimennige-Leinölfilm zu erwarten sind. Sicher erscheint jedoch, daß sich irgendwelche den Wert des Anstrichs erhöhende Wechselwirkungen zwischen Pigment und Bindemittel auch im Bleimennige-Alkydharz-Film vollziehen. Als Beweis hierfür kann gelten, daß Bleimennige-Alkydharz-Anstriche vorweg bei der Bewitterung günstiger abschneiden als Anreibungen von Kunstharz-Bindemitteln mit nicht-basischen bzw. inerten Pigmenten, z. B. Eisenoxyden.

Die Anwendung der erwähnten Kunstharz-Bindemittel bringt also in Verbindung mit basischen Pigmenten ähnlich derjenigen von Leinöl und Leinölfirnis stets eine Erhöhung der Wetterfestigkeit mit sich. Andererseits ist nicht zu verkennen, daß der „stabile“ Zustand — zumindest in physikalischer Hinsicht — bei Bleimennige-Alkydharz-Anreibungen rascher als bei solchen mit Leinöl erreicht wird, so daß mit dem Auftrag der Deckanstriche wesentlich früher begonnen werden kann. Somit scheint hinreichend klar gestellt, daß seitens solcher Kunstharz-Bindemittel zumindest keine Förderung der an sich wenig bedeutungsvollen Bleiweiß-Erscheinung zu erwarten ist.

<sup>3</sup> Siehe Fußnote 2; vgl. ferner die diesbezüglichen Ausführungen in meiner Broschüre „Die neuen Werkstoffe im Farbenhandel“, S. 25 f. Berlin: Union-Verlag.

## NEUE ERKENNTNISSE BETREFFEND DIE WIRTSCHAFTLICHE STÜTZUNG VON TRAGGEBILDEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Robert Schönhöfer, Braunschweig.

DK 624.05

Bei einer Talüberbrückung werden für die wirtschaftliche Grundgestaltung die Tragwerkkosten für die ganze Brückenlänge (Abstand der Endwiderlager) benötigt. Je nach der Größe des Tales kann diese Länge über 100 m bis 300 m und sogar auch mehr betragen. Für so große Stützweiten ist es nicht mehr möglich, die Tragwerkkosten genau zu ermitteln, da ausgeführte Brücken von so großer Spannweite gar nicht vorhanden sind. Beispielsweise gibt es bei den einfachen Balkenbrücken bis zu einer Stützweite von ungefähr 100 m Ausführungen in großer Zahl, während ausgeführte einfache Balkenbrücken über 100 m mit zunehmender Stützweite immer seltener werden und in der Nähe von 200 m überhaupt nicht mehr vorhanden sind. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei den anderen Brückenarten. Es kann daher ganz allgemein gesagt werden, daß im Brückenbau die Tragwerkkostenlinien bis ungefähr 100 m Stützweite recht genau, bis ungefähr 200 m zunehmend ungenau und bis über 200 m sehr ungenau bzw. fehlerhaft sind.

Erfordert z. B. eine Talüberbrückung eine Brückenlänge von 300 m, so muß für die Durchführung der wirtschaftlichen Stützung<sup>1</sup> die Tragwerkkostenlinie bis zu einer Stützweite von 300 m aufgestellt werden. Wie bereits erwähnt wurde, sind die Punkte

<sup>1</sup> Schönhöfer, R.: Wirtschaftliche Stützung von Traggebilden. Leipzig 1931, z. Z. im Selbstverlag.

dieser Tragwerkkostenlinie über 100 m zunehmend ungenau bzw. sogar fehlerhaft. Andererseits verbleiben die ermittelten Stützweiten unter 100 m, also im Bereich der genauen Tragwerkkosten. Es liegt auf der Hand, daß die Meinung aufkommen könnte, daß die Ergebnisse der wirtschaftlichen Stützung ungenau sind, weil die zugrundegelegte Tragwerkkostenlinie über 100 m zunehmend ungenau bzw. fehlerhaft ist. Eine solche Schlußfolgerung ist aber nicht richtig. Es kann vielmehr aus dem gesetzmäßigen Aufbau der Hilfslinien für die wirtschaftliche Stützung der Schluß gezogen werden, daß das Ergebnis der Untersuchung richtig ist, auch wenn die Punkte der zugrundegelegten Tragwerkkostenlinie im Bereich der größeren Stützweiten fehlerhaft sind. Eine auf dieser Überlegung sich stützende Annahme hat aber nur dann einen Wert, wenn dafür der Beweis geliefert werden kann.

In der Abb. 1 sind A und B die Punkte der beiden Endwiderlager. Die Stützenkostenlinie (Pfeilerkostenlinie) erstreckt sich von A' nach B'. Über der Stützenkostenlinie ist die Tragwerkkostenlinie aufgetragen, wodurch die Summenlinie erster Ordnung A'B<sub>1</sub> erhalten wurde. Die Punkte der Tragwerkkostenlinie seien bis zur Stützweite AD, genannt Grenzstützweite, genau, dagegen darüber hinaus, also von D bis B ungenau oder fehlerhaft. Demgemäß ist dann auch die Summenlinie von A' bis D' genau und von D' bis B<sub>1</sub> ungenau. Es wird nun die Annahme gemacht, daß

es nachträglich gelungen sei, die Punkte der Tragwerkkostenlinie über die Grenzstützweite hinaus genau zu erhalten. Dann erhält die Summenlinie zu dem ungenauen Ast  $D'B''_1$  noch den genauen Ast  $D'B''_2$ . Nun wird in bekannter Weise über der Summenlinie von einzelnen Punkten aus die Tragwerkkostenlinie wiederholt aufgetragen. Durch die tiefsten Punkte  $CG$  dieser Linie werden Waagrechte bis zu den Lotrechten durch die Beginnpunkte gezogen und die Punkte  $HJ$  erhalten. Auf diese Weise ergeben sich die beiden Stützenstellungslinien (Pfeilerstellungslinien)  $CF$  und  $HL$ . Es zeigt sich nun, daß die beiden Stützenstellungslinien in gleicher Weise für die ungenaue wie auch die genaue Summenlinie erhalten werden. In der Abb. 1 ist zu erkennen, daß alle Linien im Bereich der Fläche  $A'WNTCEKD'$  gemeinsam sind, indem sich die genauen und ungenauen Äste in den Punkten der Linie  $TW$  und der lotrechten Geraden  $ED'$  vereinigen.

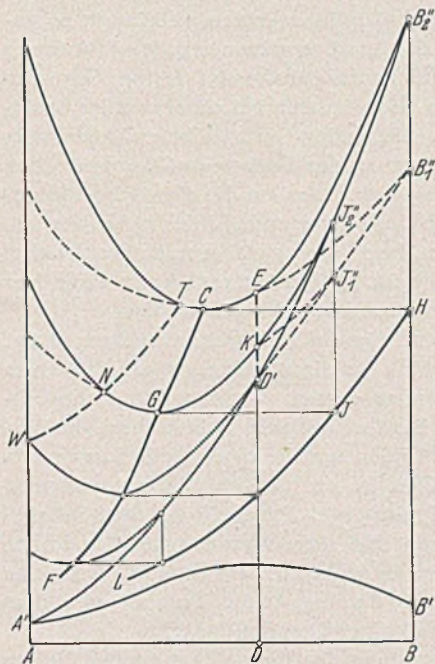


Abb. 1.

Die innere Stützenstellungslinie erster Ordnung  $HL$  ist unabhängig von dem ungenauen Ast der Tragwerkkostenlinie bzw. der Summenlinie erster Ordnung. Diese Stützenstellungslinie erster Ordnung  $HL$  bildet aber die Grundlage für den Aufbau der Hilfslinien zweiter Ordnung. Es wird daher die Summenlinie zweiter Ordnung ebenfalls von dem ungenauen Ast der Tragwerkkostenlinie unabhängig sein. Über dieser Summenlinie zweiter Ordnung wird wieder von einzelnen Punkten aus die Tragwerkkostenlinie mehrfach aufgetragen und sodann die Stützenstellungslinien zweiter Ordnung erhalten. Das Bild, das nunmehr entsteht, ist ähnlich wie in Abb. 1 und es wird sinngemäß das oben Gesagte auch hier Geltung haben. Es wird vor allem die innere Stützenstellungslinie, die die Grundlage für den Aufbau der Linien dritter Ordnung bildet, unabhängig von den beiden Ästen der Tragwerkkostenlinie sein. Bei einer Weiterverfolgung des Aufbaues der Hilfslinien wird sich immer wieder bestätigen, daß die Stützenstellungslinien irgendwelcher Ordnung von den beiden Ästen der Tragwerkkostenlinie unabhängig sind.

In dem Beispiel der Abb. 1 ist die Grenzstützweite  $AD$  etwas größer als die halbe Brückenlänge. Ist die Grenzstützweite gleich der halben Brückenlänge, so fallen die Punkte  $E$  und  $T$  zusammen. Ist die Grenzstützweite kleiner als die halbe Brückenlänge, so werden die beiden Stützenstellungslinien zwei Äste aufweisen. Bis zur Grenzlotrechten, also innerhalb der Grenzstützweite, werden jedoch die Stützenstellungslinien von den beiden Ästen der Tragwerkkostenlinie unabhängig bleiben und es wird dies auch für die Linien höherer Ordnung gelten. Auf Grund dieser Betrachtungen ergibt sich daher folgende wichtige Erkenntnis:

Ist für eine größere Brückenlänge die Tragwerkkostenlinie

von einer bestimmten Stützweite, genannt Grenzstützweite, angefangen ungenau oder fehlerhaft, so sind dennoch die Ergebnisse der wirtschaftlichen Stützung genau, solange die ermittelten Stützweiten die Grenzstützweite nicht überschreiten.

Bei der Besprechung der Tragwerkkostenlinie in dem in der Fußnote erwähnten Buch wird erwähnt, daß die Tragwerkkostenlinie in vielen Fällen eine Parabel ist oder aber eine parabelähnliche Linie, die ohne nennenswerte Fehler durch eine Parabel ersetzt werden kann. Die Gleichung einer solchen Tragwerkkosten-Parabel hat folgende Form:

$$y = cx + dx^2.$$

Eine derartige Tragwerkkosten-Parabel kann in eine Gerade  $y = cx$  und in eine Parabel  $y = dx^2$  zerlegt werden. Eine nähere Betrachtung des Aufbaues der Linien für die wirtschaftliche Stützung führt zu dem Ergebnis,

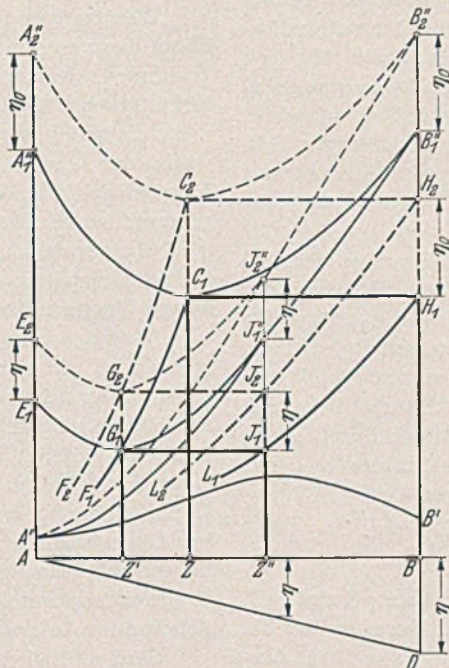


Abb. 2.

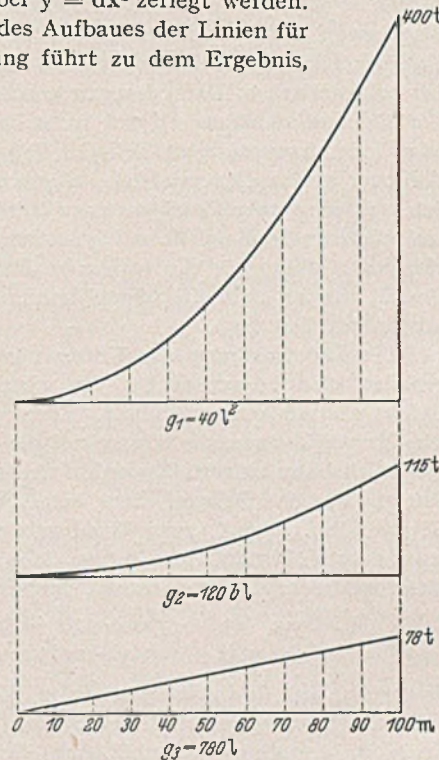


Abb. 3.

daß die Lage der Stützen nur durch die Parabel  $y = dx^2$  beeinflusst wird. Der Beweis zu dieser Behauptung kann mit Hilfe der Abb. 2 erbracht werden.

Die Stützenkostenlinie ist durch die Linie  $A'B'$  dargestellt. Der geradlinige Teil der Tragwerkkostenlinie  $y = cx$  ist als Gerade  $AD$  nach unten aufgetragen. Der parabelförmige Teil der Tragwerkkostenlinie  $y = dx^2$  ist über der Stützkostenlinie  $A'B'$  aufgetragen und ergibt eine erste Summenlinie  $A'B''_1$ . Desgleichen ist die ungeteilte Tragwerkkostenlinie  $y = cx + dx^2$  über der Stützenkostenlinie aufgetragen und ergibt eine zweite Summenlinie  $A'B''_2$ . Werden über diesen beiden Summenlinien von mehreren Punkten aus in der üblichen Weise die betreffenden Tragwerkkostenlinien aufgetragen, so zeigt es sich, daß bei den dadurch erhaltenen zwei Linienscharen je zwei Linien einander gleich sind. Es stimmen z. B. überein  $A''_1C_1B''_1$  und  $A''_2C_2B''_2$  und ebenso  $E_1G_1J''_1$  und  $E_2G_2J''_2$ . Als weitere Folge ergibt sich hieraus die Ähnlichkeit der beiden Stützenstellungslinien  $C_1G_1F_1$  und  $C_2G_2F_2$  sowie  $H_1J_1L_1$  und  $H_2J_2L_2$ . Diese Ähnlichkeit hat wiederum das Zusammenfallen der lotrechten Seiten der paarweisen Stützenstellungsrechtecke zur Folge. Werden aus den beiden inneren Stützenstellungslinien erster Ordnung in der bekannten Weise die beiden Summenlinien zweiter Ordnung aufgebaut und werden über diese die beiden Tragwerkkostenlinien  $y = dx^2$  und  $y = cx + dx^2$  von mehreren Punkten aus aufgetragen, so werden auch die Stützenstellungslinien zweiter Ordnung wieder paarweise ähnlich sein und es werden auch wieder die lotrechten Seiten der paarweisen Stützenstellungsrechtecke zusammenfallen. Das gleiche Ergebnis wird sich auch herausstellen, wenn die Tragwerkkostenlinie aus irgendeiner krummen Linie und einer abtrennbaren Geraden be-

steht. Es tritt dann an Stelle der Parabel  $y = dx^2$  die betreffende krumme Linie. Auf Grund der vorstehenden Betrachtungen ergibt sich folgende weitere wichtige Erkenntnis:

Kann die Tragwerkkostenlinie in eine krumme Linie, im besonderen in eine Parabel von der Gleichung  $y = dx^2$  und in eine Gerade von der Gleichung  $y = cx$  zerlegt werden, so ist die krumme Linie bzw. die Parabel für die Stellung der Stützen allein maßgebend.

Das Verfahren der wirtschaftlichen Stützung kann unter Weglassung des geradlinigen Teiles der Tragwerkkostenlinie durchgeführt werden. Die ermittelten Kostenwerte müssen aber in diesem Fall nachträglich entsprechend berichtigt werden.

Diese Erkenntnis führt zu folgenden Vorteilen: Durch die Weglassung des geradlinigen Teiles der Tragwerkkostenlinie kann die Untersuchung vereinfacht werden. Insbesondere kann an Höhe der zeichnerischen Darstellungen gespart werden. Diese beiden Vorteile sind allerdings an sich nicht bedeutend. Der parabelförmige (oder krummlinige) Teil der Tragwerkkostenlinie läßt sich einfacher und rascher ermitteln. Auch ist es im allgemeinen möglich, diesen parabelförmigen (oder krummlinigen) Teil mit einer viel größeren Genauigkeit zu bestimmen als den geradlinigen Teil. Man kann daher für die vorläufige Festlegung der Stützen mit Vorteil nur den parabelförmigen (krummlinigen) Teil der Tragwerkkostenlinie benutzen.

Die Beschränkung der Untersuchung auf die reine Parabel gestaltet sich besonders bei der wirtschaftlichen Stützung der Reichsbahnbrücken vorteilhaft. Eine vortreffliche Grundlage für die Tragwerkkostenlinie bilden hier die Gewichtformeln, die von der Reichsbahn aufgestellt worden sind und die sehr genaue Werte liefern. Für das Beispiel einer eingeleisigen Fachwerkbrücke aus St 37, Bahn „oben“, zwei Windverbände, belastet durch Belastungszug N, beträgt das Stahlgewicht für eine Stützweite l und für eine Brückenbreite (Abstand der Hauptträger) b:

$$G = l(40l + 400 + 320 + 120b + 60)$$

$$G = 40l^2 + 120bl + 780l = g_1 + g_2 + g_3.$$

Es ergeben sich drei getrennte Linien, die in der Abb. 3 dargestellt sind. Oben befindet sich die Parabel  $g_1 = 40l^2$ . Darunter ist die Linie  $g_2 = 120bl$  und schließlich die Gerade  $g_3 = 780l$  dargestellt.

Die zweite Linie ist keine Gerade, weil die Brückenbreite mit der Stützweite zunimmt, und zwar zunächst aus konstruktiven Gründen und weiter dann aus Gründen der Standsicherheit. Es kann diese Linie zunächst durch eine Gerade ersetzt werden. Das gibt aber einen Fehler, der im vorliegenden Fall ungefähr  $\pm 9000$  RM beträgt. Dieser Fehler kann bei einer Voruntersuchung vernachlässigt werden. Bei der maßgebenden Untersuchung ist aber ein solcher Fehler nicht tragbar. In diesem Falle kann aber diese Linie durch eine Ersatzparabel mit sehr geringen Fehlergrenzen ersetzt und zu der Parabel  $g_1 = 40l^2$  dazugeschlagen werden.

Bei Betrachtung der Reichsbahnbrücken mit „unten“ liegender Bahn zeigt es sich, daß die Brückenbreite b mit der Stützweite nur wenig zunimmt und die Vergrößerung infolge Standsicherheit nur bei den eingeleisigen Brücken mit großer Stützweite in Frage

kommt. Es kann daher der von der Brückenbreite b abhängige Teil des Stahlgewichtes hier als geradlinig angenommen werden.

Wird bei den Fachwerkbrücken der Reichsbahn die Untersuchung der wirtschaftlichen Stützung auf die reine Parabel beschränkt, so benötigt man aus der großen Zahl der verschiedenen Werte nur folgende Zahlen: 27 bei St 52, N; 32 bei St 37, E; 40 bei St 37, N; 45 bei St 52, N, zweigleisig und 53 bei St 37, N, zweigleisig.

In allen Fällen, bei denen die Untersuchung auf die reine Tragwerkkosten-Parabel beschränkt wird, müssen zu den ermittelten Kosten, wie schon einmal erwähnt wurde, noch folgende Kosten nachträglich dazugegeben werden: 1. die Kosten der nicht berücksichtigten geradlinigen Teile der Tragwerkkostenlinie, 2. die Kosten der gesamten Fahrbahn und 3. die Kosten der Aufstellung der Tragwerke, also die Kosten der Gerüste, des freien Vorbaues oder dgl.

Was im besonderen die Aufstellungskosten anbelangt, so gehören diese zu den Kosten, die im allgemeinen mit der Stützweite zunehmen. Werden die Brückentragwerke auf festen Gerüsten errichtet, so erhöhen sich die Gerüstkosten bei zunehmender Stützweite einerseits wegen der zunehmenden Gerüsthöhe und andererseits wegen der zunehmenden Belastung der Gerüste auf den laufenden Meter durch das Brückentragwerk. Werden die Gerüstkosten abgetrennt, so können sie durch eine ansteigende Linie ersetzt werden, die bei entsprechender Form durch eine Parabel mit dem Scheitel im Anfangspunkt dargestellt ist. Diese Parabel kann dann zur reinen Tragwerkkosten-Parabel dazugeschlagen werden.

Alles das, was vorstehend für die Reichsbahnbrücken gesagt worden ist, gilt sinngemäß auch für die Straßenbrücken. Es kann daher ganz allgemein folgendes gesagt werden: Die Tragwerkkostenlinie läßt sich in eine Parabel mit dem Scheitel im Anfangspunkt ( $y = dx^2$ ), in gerade Linien und in ansteigende Linien zerlegen. In den meisten Fällen ist es möglich, die ansteigenden Linien ohne nennenswerte Fehler durch Parabeln mit dem Scheitel im Anfangspunkt zu ersetzen und diese Parabeln zu der reinen Tragwerkkosten-Parabel dazu zu schlagen. Als Ergebnis wird eine Tragwerkkostenlinie erhalten, die aus einer Parabel mit dem Scheitel im Anfangspunkt und einer Geraden besteht.

Sind die bei der Umwandlung der Linien begangenen Fehler gering, so kann die Untersuchung der wirtschaftlichen Stützung unter Weglassung der geradlinigen Teile durchgeführt werden, indem die Kostenwerte eine nachträgliche Berichtigung erfahren. Sind die erwähnten Fehler jedoch nicht tragbar, so kann unter Umständen nur die Voruntersuchung unter Weglassung der geradlinigen Teile vorgenommen werden. Bei der Hauptuntersuchung werden aber die tatsächlich ermittelten Tragwerkkostenlinien zur Anwendung kommen.

Die besprochenen Möglichkeiten der Beschränkung der Untersuchung der wirtschaftlichen Stützung auf eine Parabel von der Gleichung  $y = dx^2$  hat neuerdings eine besondere Bedeutung bekommen, da es gelungen ist, für diesen Sonderfall auf Grund entwickelter Differentialgleichungen ein neues Verfahren aufzustellen, welches in rascher Weise die Bestimmung der Stützen ermöglicht.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### 10. Holztagung.

Die Tagung wurde zuerst in Berlin und anschließend mit gleicher Tagesordnung in Stuttgart und Wien abgehalten. Prof. Graf, Stuttgart, sprach über die Maßnahmen zur sparsamen Verwendung von Bauholz und behandelte dabei die Güteklassen, die zulässigen Spannungen, die Frage der Baumkante, die Verleimung und anderes. Dr.-Ing. habil. E g n e r, Stuttgart, sprach über die Stoßausbildung von Bauholz nach Art der Schifftzinkung, wobei Zinken von 4 und 7 cm Länge, die maschinell mit Fräsern hergestellt und dann verleimt waren, untersucht wurden. Das Verfahren führte auch für Biegebalken zu guten Ergebnissen. Prof. Dr.-Ing. S t o y, Braunschweig, behandelte das Gebiet des Kriegsbrückenbaues in Holz und gab einen Überblick über die Entwicklung seit dem Kriege von 1870/71. Holz bleibt für diesen Zweck der bevorzugte Baustoff, der meist schnell zu beschaffen und zu verar-

beiten ist. Im jetzigen Kriege hat die Nagelbauweise häufig Anwendung gefunden und sich bestens bewährt. Über das Ergebnis der Arbeiten des Ausschusses für Dachstühle berichtete Oberregierungs- und Baurat W e d l e r. Danach ist das Pfettendach zweckmäßig bei flacheren Dachneigungen. Dagegen ist das Sparrendach (Kehlbalkendach) wegen seines wesentlich geringeren Holzverbrauchs bei Neigungen von 35—50° und wohl darüber hinaus vorzuziehen. Genagelte Holzbinder sind erst bei größerer Haustiefe wirtschaftlich. Ein gedruckter Bericht wird demnächst in Aussicht gestellt. Da die Kehlbalkendächer als statisch unbestimmte Konstruktionen berechnet werden müssen, können sich m. E. bei der Planung und Ausführung durch Handwerksbetriebe mitunter Schwierigkeiten ergeben, wenn aus irgend einem Grunde genormte Binder nicht ausführbar sind. Da die Dachstühle einen nennenswerten Teil der gesamten Holzherzeugung verbrauchen und da weiter die meisten

Brände auf die Dachstühle entfallen, sollten weiterhin alle Möglichkeiten der Ausführung in Bauweisen ohne Holzverbrauch planvoll gefördert werden. Prof. Dr.-Ing. K o l l m a n n, Eberswalde, machte auf Grund der bisher durchgeführten Versuche Vorschläge für die Prüfung von Holzfaserverplatten. Den Feuerschutz dieser Platten behandelte Reg.-Rat Dr.-Ing. habil. M e t z, Berlin. Gegenwartsfragen des Holzschutzes, besonders im Luftschutzraumbau, besprach Prof. Dr. L i e s e, Ebers-

walde. Über die Verwendung von Abfallharzen und Industrie-Wachsen äußerte sich Prof. Dr. N o w a c k, Wien. Schließlich war der Holzschutz im Bergbau das Thema eines Vortrages von Oberlandforstmeister Dr.-Ing. E. h. G e r n l e i n, Potsdam.

Alle auf der Holztagung gehaltenen Vorträge zeigten den hohen Stand, den die Holzforschung und Holztechnik in den letzten Jahren erreicht haben. Prof. Dr.-Ing. B i r k e n s t o c k, Berlin.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 25. September 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 17 c, Gr. 2/22. M 140 864. Erfinder: Heinrich Keidel, Bochum. Anmelder: Maschinenbau A.-G. Balcke, Bochum. Kühlturm mit übereinanderstehenden Lagen schräg zur Senkrechten angeordneter parallelwandiger Tafeln. 26. II. 1938.
- Kl. 18 d, Gr. 2/60. A 91 632. Erfinder: Dipl.-Ing. Erich Folkhard, Leoben. Anmelder: Reichswerke A.-G. Alpine Montanbetriebe „Hermann Göring“, Wien. Riffelstahl. 4. VII. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. H 159 571. Erfinder, zugleich Anmelder: Ewald Hoyer, Berlin-Halensee. Verfahren zur vorübergehenden Verankerung von vorgespannten Bewehrungsdrähten. 13. V. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. A 92 045. Eric Gideon Rudolf Allring, Fügelfors, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. R. E. Müller u. Dr. W. Koch, Pat.-Anwälte, Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Verbinden von Bauteilen. 23. IX. 40. Schweden 13. III. 40.
- Kl. 46 a<sup>2</sup>, Gr. 63. D 69 320. Delmag-Maschinenfabrik Reinhold Dornfeld, Eßlingen a. N. Zum Antrieb einer Ramme dienende Zweitakt-Dieselmachine. 11. XII. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 4/01. H 157 725. Erfinder, zugleich Anmelder: Eugen Herb, Gengenbach i. B. Zusammenlegbare Stauwand; Zus. z. Pat. 663 843. 18. XI. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 1. W 107 094. Erfinder, zugleich Anmelder: Georg Wellmann, Gleiwitz O.-S. Bohrvorrichtung mit am Bohrgestänge durch Zugleinen auf- und abbewegbarem Bohrkopf. 10. IV. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 154 815. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Feodor Hörnlmann, Berlin-Wilmersdorf. Dehnbarer Blechmantel zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder aus einem anderen Baustoff; Zus. z. Pat. 686 755. 17. II. 38. Österreich.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 2. Oktober 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 18/30. S 139 468. Erfinder: Aimé Pierre Joseph Claudet, Paris. Anmelder: Société de Prospection Electrique Procédés Schlumberger, Paris; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung u. Dipl.-Ing. H. Marsch, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Untersuchung der von einem Bohrloch durchschlagene Schichten. 4. XII. 39. Frankreich 3. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 5 a, Gr. 41. S 137 585. Erfinder: Henri Emile Marcel Schlumberger, Paris. Anmelder: Société de Prospection Electrique Procédés Schlumberger, Paris; Vertr.: Dr.-Ing. F. Breitung u. Dipl.-Ing. H. Marsch, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Zur Durchbohrung der die inneren Wände von Bohrlöchern verkleidenden Verrohrung dienendes Geschoß. 24. VI. 39. Frankreich 6. VII. 38.
- Kl. 5 b, Gr. 39. M 141 544. Erfinder, zugleich Anmelder: Arthur Müller, Neuölsnitz, Erzgeb. Abbaumaschine. 5. V. 38.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. K 146 911. Dipl.-Ing. Karl Kieser, Zollikon, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. K. Th. Hegel u. Dr. K. Schwarzhaus, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Bauplatte. 16. VI. 37. Österreich.
- Kl. 38 h, Gr. 2/01. G 93 841. Atlasmaske Komm.-Ges. Dr.-Ing. Hermann Gewecke, Berlin. Verfahren zum Imprägnieren von saftfrischem, nicht entrindetem Rundholz. 30. IX. 36.
- Kl. 47 f, Gr. 27/30. I 60 438. Erfinder: Dr. Karl Daimler, Frankfurt a. M.-Höchst, u. Dr. Heinz Thron, Frankfurt a. M.-Untertliedebach. Anmelder: I. G. Farbenindustrie A.-G., Frankfurt a. M. Unschädlichmachen zeitweilig erfolgloser Schwitzwasserbildung auf Rohrleitungen, Behältern, Mauerwerk oder Beton. 3. II. 38. Österreich.
- Kl. 72 g, Gr. 2/02. Z 25 829. Fritz Zahn, Düsseldorf. Schutzschild für Schußwaffen und Schutzräume. 30. I. 40.
- Kl. 72 g, Gr. 7/01. V 36 349. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Franz Josef Vietoris, Düsseldorf, u. Peter Weinfirth, Kaarst b. Neuß. Luftschutzturm. 2. VI. 38.
- Kl. 80 a, Gr. 56/10. D 82 871. Erfinder: Dr.-Ing. Johannes Eicke, Gelsenkirchen. Anmelder: Deutsche Eisenwerke A.-G., Mülheim, Ruhr. Hohlkörper aus abbindefähigen Massen und Verfahren

zu seiner Herstellung. 2. VII. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 81 c, Gr. 136. P 79 725. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Prieß, Freital-Dresden. Bunker mit pyramidenförmigem Absperrorgan. 7. IX. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 85 c, Gr. 6/01. J 62 684. Erfinder, zugleich Anmelder: Hermann Jannig, St. Martin b. Klagenfurt. Frischwasserkläranlage. 19. X. 38.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 9. Oktober 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 41/01. M 145 453. Erfinder: Dr.-Ing. Karl Handzik, Riesa. Anmelder: Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Riesa. Verfahren zur Gewinnung stark einfallender Nutzsichten im Tagebau. 30. VI. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 19 d, Gr. 3/01. K 151 371. Erfinder: Dipl.-Ing. Wilhelm Tischer, Berlin-Adlershof, und Willy Hassenbach, Rheinhausen. Anm.: Fried. Krupp A.-G., Essen. Verfahren zum Aufstellen großer geschweißter Brücken. 23. VII. 38.
- Kl. 21 h, Gr. 30/10. R 105 644. Erfinder: Karl Riebau, Bad Godesberg. Anmelder: Ringsdorff-Werke K.-G., Mehlem a. Rh. Schutzblock zum Abdecken einer Schweißstelle für Schweißung mit liegenden Elektroden. 13. VII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. B 36 928. Erfinder: Dr.-Ing. Rudolf Haefner, Frankfurt a. M. Anmelder: Vereinigte Deutsche Metallwerke A.-G., Frankfurt a. M.-Heddernheim. Verfahren zur Herstellung einer Stoßverbindung bei Fugenblechen zum Dichten von Bauwerksfugen. 14. VIII. 40.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. H 161 642. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Honskamp, Angerapp, Ostpr. Verfahren und Vorrichtung zum Verankern der Enden von vorgespannten Stahlstrahlen. 19. II. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 d, Gr. 26/01. E 53 452. Erfinder: Dipl.-Ing. Arnold Grün, Ober-eblingen a. N. Anmelder: Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Einrichtung zum Abdecken von Fenstern oder anderen Öffnungen an Gebäuden; Zus. z. Pat. 712 652. 7. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 24/05. I 67 724. Erfinder: Dr. Karl Daimler, Frankfurt a. M.-Höchst, u. Dr. Heinz Thron, Frankfurt a. M.-Untertliedebach. Anmelder: I. G. Farbenindustrie A.-G., Frankfurt a. M. Betonentschalungsflüssigkeit, insbesondere für metallische Schalungsformen. 27. VIII. 40.
- Kl. 84 b, Gr. 2. D 80584. Erfinder: Karl Böttcher, Duisburg. Anmelder: Demag A.-G., Duisburg. Schiffshebewerk. 8. VI. 39.
- Kl. 84 c, Gr. 1. F 86 066. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Josef Fritsch, Berlin-Halensee. Verfahren zum Verdichten und Verfestigen eines Baugrunds. 15. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 3. I 100 650. Erfinder: Philipp Lemm, Mannheim. Anmelder: Grün u. Bilfinger A.-G., Mannheim. Verfahren zur Verhinderung von Nebelbildungen in Drucklufträumen. 20. IV. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. P 79 194. Erfinder: Wilhelm Passavant, Michelbach, Nassau. Anmelder: Passavant-Werke, Michelbacher Hütte b. Michelbach, Nassau. Verfahren und Anlage zum Reinigen von Abwässern. 24. V. 39.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 16. Oktober 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 6/50. G 95 922. Erfinder: Hans Bonauto, Oberhausen, Rhld. Anmelder: Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen, Rhld. Brückenrampe. 27. VII. 37. Österreich.
- Kl. 37 d, Gr. 26/01. E 50 407. Erfinder: Dipl.-Ing. Arnold Grün, Ober-eblingen a. N. Anmelder: Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Im Inneren des Gebäudes befindliche Abdunkelungseinrichtung, insbesondere für Sägedächer mit um waagrechte Achsen schwenkbar gelagerten Klappen; Zus. z. Pat. 706 546. 6. XI. 37. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 5. L 96 043. Erfinder, zugleich Anmelder: Joseph Lang, Berlin-Wilmersdorf. Mehrfachkamin. 1. XI. 38.

- Kl. 37 f, Gr. 5. L 92 847. Erfinder, zugleich Anmelder: Joseph Lang, Berlin-Wilmersdorf. Doppelmantelschornstein. 7. VII. 37.
- Kl. 42 k, Gr. 21/93. L 95 786. Erfinder: Wolfgang Schmid, Berlin. Anmelder: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Registrierender, nach dem Induktionsprinzip arbeitender elektromagnetischer Dehnungs- oder Spannungsmesser für Zerreißmaschinen. 5. X. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 a, Gr. 14/20. L 100 730. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar v. Bohuszewicz, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorfer Maschinenbau A.-G., Düsseldorf-Grafenberg. Schutzkappe für Rüttler, insbesondere für Betonverdichtung. 29. IV. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 1/07. H 146 226. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Sigurd Hiorth, Darmstadt. Verfahren zur Herstellung von Beton. 8. I. 41.
- Kl. 80 b, Gr. 17/05. F 87 156. Erfinder: Karl Adolf Oesterheld, Eichriede b. Wunstorf, Hann. Anmelder: Fulguritwerke Seelze und Eichriede b. Wunstorf, Hann. Verfahren zum Aufbereiten von erhärteten Faserstoffzementmassen. 19. VII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 85 c, Gr. 6/02. D 79 612. Deutsche Solvay-Werke A.-G., Bernburg, Anh. Kontinuierlich arbeitende Klärbehälter für Abwässer. 31. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 23. Oktober 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 35 a, Gr. 4. H 161 180. Erfinder, zugleich Anmelder: Ferdinand Hüllenkremer, Hagen i. W. Führungsmast, insbesondere für Bauaufzüge. 13. XII. 39.
- Kl. 37 a, Gr. 4. Sch 118 501. Erfinder: Stefan Schieß, Berlin-Wilmersdorf. Anmelder: Gertrude Schieß, geb. Winkler, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zur Herstellung von Räumen mit glatten Wänden unter Verwendung von Faserstoffzementplatten. 1. VI. 39.
- Kl. 37 f, Gr. 8. M 142 537. Erfinder: Otto Sudergath, Mainz-Kastel. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Flugzeughalle. 15. VIII. 38.

- Kl. 84 a, Gr. 5/or. St 57 867. Erfinder, zugleich Anmelder: Harmen Streefkerk, Emmastad, Curacao, Niederl.-Westindien; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß u. Dr.-Ing. E. Liebau, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Hafendamm mit lotrechten Wänden. 17. IX. 38. Niederlande 12. X. 37.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 30. Oktober 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 18 a, Gr. 4/or. H 162 186. Erfinder, zugleich Anmelder: Johann Hahn, Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Kühlen des Mauerwerks von Schachtöfen. 30. IV. 40.
- Kl. 37 a, Gr. 2. K 157 683. Helmut Katzenberger, Graz. Eisenbetonrippendecke aus vorher gefertigten Eisenbetonrippen und Platten. 23. V. 40.
- Kl. 47 a, Gr. 5. H 161 140. Erfinder, zugleich Anmelder: Kurt Heinrich, Königsberg Pr.-Metgethen. Niet. 27. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 1. B 190 025. Erfinder, zugleich Anmelder: Johann Bauer, Zerbst, Anh. Vorrichtung zur Absteifung von langen grabenartigen Baugruben. 26. X. 38.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 6. November 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 c, Gr. 1. B 184 864. Erfinder: Carl Bartel, Berlin. Anmelder: Franziska Bartel, geb. Rupp, Ute Bartel, Ferdinand Bartel und Karla Bartel, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Sprengen von Moorböden, insbesondere von solchen in großer Tiefe. 10. X. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b, Gr. 5/04. B 191 991. Erfinder: Josef Brand, Duisburg-Hamborn. Anmelder: Fa. Josef Brand, Duisburg-Hamborn. Wanddübel mit losen Ring zum Aufhängen, insbesondere von Rohr- und Kabelsträngen. 4. X. 40.
- Kl. 59 c, Gr. 2. H 160 751. Erfinder, zugleich Anmelder: Fritz Hell, Kiel. Umlaufpumpe für breiige Massen, insbesondere Beton. 13. X. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 b, Gr. 2. F 74 724. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Bodo Faure, Breslau. Schwimmerhebewerk. 23. XII. 32.

## PERSÖNLICHES.

### Gottwalt Schaper †.

Am 4. Januar 1942 starb plötzlich und unerwartet infolge eines Gehirnschlags Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. e. h. Dr.-techn. h. c. Gottwalt Schaper, Ministerialdirigent im Reichsverkehrsministerium. Am 10. Januar wurde er auf dem Friedhof in Wilhelmshorst bei Berlin unter Teilnahme eines zahlreichen Trauergelages aus Vertretern von Behörden, an ihrer Spitze der Reichsverkehrsminister Dormmüller, aus Wissenschaft und Industrie sowie persönlichen Freunden zur letzten Ruhe gebettet. Ein Jugendfreund hielt ihm als Geistlicher in dem kleinen Kirchlein die von alter Anhänglichkeit und herzlicher Teilnahme getragene Grabrede. Der Reichsverkehrsminister würdigte seine Verdienste um die Deutsche Reichsbahn und zollte der untadeligen Persönlichkeit des Verstorbenen und seinem vornehmen Charakter warme Anerkennung. Der Vorsitzende des Deutschen Stahlbau-Verbandes hob seine großen Verdienste um die technisch-wissenschaftliche Entwicklung des Stahlbaues, in Sonderheit der stählernen Brücken, hervor und gedachte der erfolgreichen Zusammenarbeit zwischen der Reichsbahn und der Stahlbauindustrie, die als vorbildlich für die Beziehungen zwischen Behörden und Industrie bezeichnet wurde.

Mit den nachstehenden Worten soll für die Leser unserer Zeitschrift nicht so sehr eine erschöpfende Würdigung der wissenschaftlichen und beruflichen Arbeit Schapers versucht als vielmehr der Dank bekannt werden, was er für den Stahlbau geleistet und den Berufsgeossen und seinen Freunden gewesen ist.

Anläßlich seines 60. Geburtstages ist seine große Arbeitskraft und sein umfassendes Wissen bereits von berufenen Fachleuten gewürdigt worden, und wenn einer der ganz großen Ingenieure, der alte Geheimrat Zimmermann, nach einer eingehenden Beschreibung der Schaper obliegenden Aufgaben schon damals sagen konnte, daß Schaper sie in ganz ausgezeichnete Weise erfüllt hat, so hat Schaper in den seitdem verflossenen Jahren dieses Lob mit den weiter gewachsenen Aufgaben gefestigt und vermehrt.

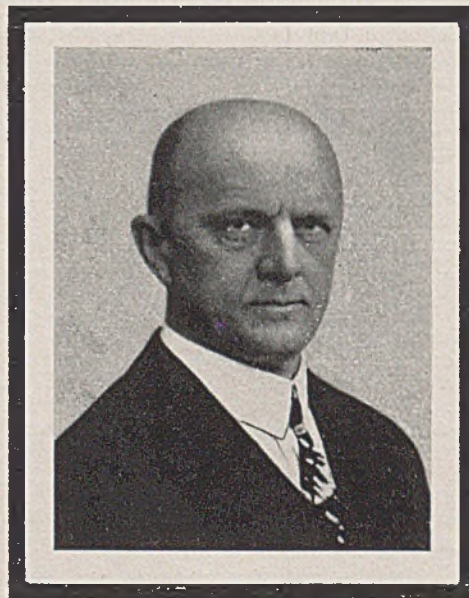
Schaper wurde am 10. März 1873 als der Sohn eines Pastors geboren. Sein Vater, den er früh verlor, sowie dessen Brüder waren künst-

lerisch begabt. So schmückte der Vater das Gotteshaus seiner Gemeinde selbst mit Wandgemälden, während der ältere Bruder der berühmte Bildhauer wurde und der jüngste als Goldschmied einen großen Ruf gewann. Auch Schaper besaß großes künstlerisches Einfühlungsvermögen und damit die Gabe, seine Brückenentwürfe auf die Landschaft und den Maßstab ihrer Umgebung richtig abzustimmen, ohne dabei ingenieurmäßige Klarheit und Wirtschaftlichkeit zu opfern.

Schaper studierte an der Technischen Hochschule Berlin, bestand 1897 die Prüfung als Regierungsbauführer und 1901 die als Regierungsbaumeister, beide mit Auszeichnung und unter Verleihung des Schinkelpreises für seine Baumeisterarbeit. Als junger Baumeister war er bei der Reichsbahndirektion Berlin, als Hilfsarbeiter bei Geheimrat Zimmermann und als Assistent bei Professor Müller-Breslau tätig. Von dieser Zeit an gehörte bei allem Interesse für alle sonstigen Gebiete des Ingenieurbauwesens seine Liebe dem Stahlbrückenbau, mit dem er als Leiter der von ihm entworfenen großen Rheinbrücke bei Ruhrort (Haus Knipp) auch praktisch in engste Berührung trat.

Nach mehrjähriger Tätigkeit bei der RBD. Stettin wurde er am 10. Dezember 1910 als Ministerialrat in das Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen, wo er als Nachfolger Zimmermanns und Labes' die Leitung des gesamten Brücken- und Hochbaues der vormaligen Preußischen Staatsbahnen übernahm. Seit dem Zusammenschluß der Landesbahnlinien stand Schaper an der Spitze des gesamten Brücken- und Ingenieurhochbaues der Deutschen Reichsbahn. Mit dem Bau der Reichsautobahnen wurde Schaper auch Leiter

des Brückenbaues bei der Reichsautobahndirektion. Seit dem Kriege hatte er die Leitung der Wiederherstellung zerstörter Brücken im Osten und Westen. Die Zahl der Aufgaben, die er während seiner Amtstätigkeit zu lösen hatte, war ebenso vielseitig wie zahlreich. Das wird verständlich, wenn man bedenkt, daß das deutsche Eisenbahnnetz aus den verschiedensten Bahnen erwachsen war, deren jede ihre Brücken auf Grund der verschiedensten Vorschriften berechnet und gestaltet hatte. Daher mußten für die Bewertung und Beurteilung die vorhandenen



Bildarchiv Pressedienst Reichsverkehrsministerium.

Brücken zunächst aufgenommen und nachgerechnet werden, um dann einheitliche Normen für den Entwurf wie für die Ausführung und Unterhaltung zu erlassen. Für die Ansprüche aus den wachsenden Verkehrslasten und Geschwindigkeiten reichte der bisherige Baustoff St 37 nicht aus. Da ist es das Verdienst Schapers, neuem Stahl wie Si-Stahl und St 52 das Anwendungsgebiet im Brückenbau erschlossen zu haben. Mit gleicher Energie wurde von Schaper die Schweißtechnik im Brückenbau eingeführt und ihr trotz mancher Schwierigkeiten zum endgültigen Erfolge verholfen. Die Förderung und Behandlung dieser Aufgaben erfolgte frei von allem Bürokratismus unter Zusammenfassung aller Kräfte und war getragen von wohlwollender Unterstützung der mit der Ausführung betrauten Firmen. Bei allen Aufgaben dieser verschiedenen Arbeitsgebiete kam die Schaper eigene wissenschaftliche Seite seiner Begabung zum Durchbruch.

Sein tiefes Eindringen in noch so verwickelte Probleme der Berechnung und konstruktiven Durchbildung der Bauwerke, die Kenntnis der Materialfragen gaben ihm die Sicherheit für seine Entscheidungen. Wir verdanken ihm als Hauptwerke, die sein umfangreiches Wissen widerspiegeln: „Die Grundlagen des Stahlbaues“ und „Feste stählerne Brücken“ und eine große Zahl von Einzelveröffentlichungen, vorwiegend in den Zeitschriften „Der Bauingenieur“ und „Die Bautechnik“, in denen er zu Einzelfragen über Fortschritte oder neue Erkenntnisse Stellung nahm. Das Gesamtschaffen der Reichsbahn und Reichsautobahn hat er regelmäßig durch Beschreibung der unter seiner Leitung ausgeführten Bauwerke ebenfalls breiteren Fachkreisen vermittelt. Aber auch über große — auch internationale — Wettbewerbe, für die er als Preisrichter oder Gutachter herangezogen wurde, konnte er wertvolle Berichte veröffentlichen. So genoß er hohes persönliches Ansehen im Inland und Ausland, das seinen Ausdruck fand durch Aufforderung zu Vorträgen auf internationalen Veranstaltungen, in seiner Tätigkeit im Reichsprüfungsamt für höhere bautechnische Beamte, als Mitglied des Beurteilungsausschusses für die Schinkel-Wettbewerbe und durch seine Berufung als Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens. Ganz besondere Verdienste hat sich Schaper um das wissenschaftliche Versuchswesen erworben. Die Arbeit auf diesem Gebiet hat ihn zuerst in nähere Beziehung zur Stahlbau-Industrie gebracht, die sich mit Gründung des Deutschen Stahlbau-Verbandes die Aufgabe setzte, auf dem Versuchswege zu klärende Fragen einer Lösung entgegenzuführen und diese Aufgabe in großzügigster Weise in Angriff nahm. Als Mitglied des Versuchsausschusses und als sein späterer Leiter hat Schaper dessen Arbeit maßgebend beeinflußt und angeregt. Es sei hier erinnert an die Versuche mit fertigen Konstruktionsteilen, die Versuche mit Niet- und Schweißverbindungen, die Schwingungsmessungen an fertigen und ausgebauten Brücken, dann aus der jüngsten Zeit die Versuche mit den hochwertigen Baustählen und Schweißverbindungen.

Kommt Schaper ein Hauptverdienst für eine erfolgreiche technische Entwicklung des Brückenbaues zu, so gebührt ihm auch dasjenige, die Erhaltung leistungsfähiger Brückenbauanstalten unterstützt zu haben. Die Jahre nach dem verlorenen Weltkrieg brachten das Darniederliegen der gesamten Industrie. Besonders im Stahlbau ergab sich ein geradezu katastrophaler Auftragsmangel. Dazu kam nun, daß bei dem bei den Behörden üblichen Verfahren der öffentlichen Ausschreibung der Auftragsmangel zu solch niedrigen Preisen anzubieten verleitete, daß nur mit Verlust gearbeitet wurde und das Ende der meisten Stahlbauanstalten voraussehen war. Da war es Schaper, der in richtiger Erkenntnis der damit verbundenen nationalwirtschaftlichen Bedeutung

den Richtpreisausschuß berief, in welchem die Verwaltung zusammen mit Vertretern der Stahlbauanstalten die Grundlagen für eine richtige Ermittlung der Selbstkosten und darauf aufgebauter angemessener Preise prüfte und festlegte. Mit der späteren Einsetzung des „Preisermittlungsausschusses für massive Ingenieurbauten“ wurden auch für diese Bauten Richtlinien geschaffen, die beiden Teilen gerecht wurden und eine einwandfreie Bauausführung sichern sollten.

Konnte damit auch noch nicht ausreichende Arbeit beschafft werden, so konnte doch erreicht werden, daß die anfallende Arbeit zu damals ausreichenden Preisen geliefert und der Verschleuderung von wirtschaftlichen Werten Einhalt getan wurde. Diese Gemeinschaftsarbeit für die Preisbildung fand eine Ergänzung durch Einsetzung eines Vergebungsausschusses, der für eine vernünftige Verteilung und damit für eine möglichst gleichmäßige Beschäftigung der Stahlbauunternehmen zu sorgen hatte. Auch diese Gemeinschaftsarbeit hat dazu beigetragen, eine Stahlbauindustrie zu erhalten, die dann später mit bestem Erfolg auch für die Aufgaben der Rüstung eingesetzt werden konnte.

So hat Schaper auf allen von ihm bearbeiteten Gebieten Großes geleistet. Eisernes Pflichtgefühl und große Arbeitsfreudigkeit, hervorragende Begabung und großes Können als Ingenieur, verbunden mit künstlerischer Gestaltungskraft, zeichnen ihn aus als einen der ganz Großen unseres Faches.

Den ganzen Wert seiner Persönlichkeit aber erfaßt man erst, wenn man seine hervorragenden menschlichen Eigenschaften bedenkt. Aufrichtigkeit und Treue gegenüber allen, denen er vertraute, warme Menschlichkeit und Anteilnahme, und als Ergebnis dieser seine stete Bereitschaft, jedem zu helfen, sind wesentliche Charakterzüge. Seine Hilfsbereitschaft und sein Vertrauen erfuhren keine Einschränkung, trotzdem er auch manche Enttäuschung erfahren mußte. Den Freuden, die Natur und Kunst und eine heitere Geselligkeit bieten, brachte er ein aufgeschlossenes Herz entgegen. Er war gern froh im Freundeskreise und konnte so herzlich lachen, wenn die Stunde durch Humor und Scherz gewürzt wurde, besonders, wenn er selbst in launiger Weise zum Ziel gemacht wurde. Seine Freistunden gehörten seiner Familie. Mit ihr verbrachte er sie gern auf seinem Waldgrundstück in Wilhelmshorst. Seine geliebte Frau, mit der er in glücklichster Ehe lebte, nahm vollen Anteil an all seinen Plänen und Arbeiten und war ihm allezeit die treue Lebenskameradin, die ihm auch Sorgen tragen half, wodurch er immer wieder die volle Spannkraft gewann, die ihn bis zuletzt auszeichnete. Seinen Söhnen war er der treubesorgte Vater und gute Kamerad. Der vor wenigen Monaten erfolgte Heldentod des jüngeren Werner hat beide Eltern tief gebeugt; diesem Sohn fühlte er sich durch gemeinsame Arbeiten besonders verbunden. In ihm erlebte er ein Aufleben der künstlerischen Begabung seiner Familie, die für den jungen Architekten, der zugleich ein begabter Bildhauer war, zu den schönsten Hoffnungen berechtigte.

Nun ist er, für uns alle zu früh, dahingegangen.

Wenn wir das Bild seines Schaffens und Wirkens noch einmal an uns vorüberziehen lassen, dann wird uns bei allem Schmerz um den Verlust dieses vortrefflichen Mannes bewußt werden, daß die starke Kraft, die von ihm ausging, bleiben und fortwirken wird. In Liebe und Dankbarkeit grüßen wir ihn. Er bleibt in seinem Werk und in unserer Erinnerung, und sein Andenken werden Freunde und Berufsgenossen bewahren und weitergeben an jüngere Ingenieurgenerationen.

Dr. Ing. H. F i s c h m a n n.

### Eduard Schellewald †.

Der ehemalige Direktor der Firma C. H. Jucho, Dortmund, Dr.-Ing. e. h. Eduard Schellewald erlag am 21. Januar 1942 in Berlin einer Lungenentzündung. Mit ihm verlor die Stahlbau-Industrie einen Mann, der über seinen engeren beruflichen Wirkungskreis hinaus für die allgemeine Entwicklung seines Fachgebietes viel geleistet hat.

Eduard Schellewald wurde am 27. September 1866 in Siegen geboren. Nach dem Besuch des Realgymnasiums studierte er an den Technischen Hochschulen in Berlin und Hannover und trat sofort in die Dienste der Stahlbauindustrie. Über die Firmen Druckenmüller, Berlin, MAN., Nürnberg und GHH., Sterkrade, kam er im Jahre 1907 zu C. H. Jucho, deren technisches Büro in Berlin er zunächst übernahm. Im gleichen Jahre wurde ihm in Dortmund die technische Leitung der Firma übertragen. Erst im Oktober 1933 gab Direktor Schellewald diese verantwortungreiche Tätigkeit auf und verbrachte seinen wohlverdienten Ruhestand in Berlin. In einem Zeitraum von 26 Jahren hat eine Stahlbauanstalt von der Größe der Firma C. H. Jucho sehr viele und bedeutsame Brücken-, Hoch- und Hüttenwerksbauten im In- und Auslande errichtet, für die Schellewald verantwortlich zeichnete. Schon durch diese Feststellung sind die ungewöhnlich große Arbeitskraft und das reiche technische Wissen des Verstorbenen erwiesen. Seiner Veranlagung nach hat er sich insbesondere betrieblichen Fragen gewidmet und auf diese Weise mit seinen Entwürfen für die Hüttenwerke auch zur Entwicklung betrieblicher Einrichtungen, wie mechanischer Erzstapelanlagen und Bunkeranlagen, Wesentliches beigetragen. So ist es erklärlich, daß rheinisch-westfälische Werke bei der Errichtung neuer Anlagen seinen Rat suchten. Der Stahlbau des größten Martin-Stahlwerks des europäischen Kontinents, der früheren August-Thyssen-Hütte, ist

unter seiner Leitung entstanden. Den Fragen der wirtschaftlichen und einwandfreien Herstellung von Stahlbauten widmete er sein besonderes Interesse, so daß es erklärlich ist, wenn er gerade die Entwicklung des besonders lohnempfindlichen Mastenbaues stark fördern konnte. Von den zahlreichen Brücken, die unter Schellewalds Leitung entstanden sind, mag hier nur die neue Jannowitz-Brücke in Berlin erwähnt werden, weil sie wohl das letzte seiner größeren Bauwerke gewesen ist.

Im Rahmen der technisch-wissenschaftlichen Arbeiten des Deutschen Stahlbau-Verbandes hat sich Schellewald mit großem Erfolg betätigt und stets zur Verfügung gestellt, wenn der Ruf an ihn erging, der Allgemeinheit zu nützen. Sein Rat war unentbehrlich in Fragen der Herstellungstechnik. Als beim Deutschen Stahlbau-Verband der Ausschuß für wirtschaftliche Betriebsführung gegründet wurde, war es eine Selbstverständlichkeit, daß Schellewald Obmann wurde. Bis zum 67. Lebensjahr leitete er dieses Gremium, das außerordentlich nützliche Arbeit geleistet hat, die ihren Niederschlag in den kleinen Berichtsheften fand. Auch diese Veröffentlichungsform wichtiger Erkenntnisse und Vorschläge unserer Betriebsingenieure ist Schellewald zu danken. Die Arbeitsweise dieses Ausschusses war jederzeit vorbildlich, nicht zuletzt deshalb, weil hier ein kameradschaftlicher Geist herrschte, der so recht im Einklang stand mit den hohen, menschlichen Eigenschaften des Obmannes.

Schellewald hat auch in den verschiedenen Fachzeitschriften, wie „Der Eisenbau“, „Der Bauingenieur“ und den VDI-Nachrichten zur Fachwelt gesprochen. Ihm verdanken die Stahlbauingenieure den bisher wohl aufschlußreichsten Aufsatz über Brückenmontagen<sup>1</sup>, so daß es

<sup>1</sup> Bauing. 6 (1925) S. 481.

nahe lag, ihn für die Abfassung einschlägiger Abschnitte in dem Schaperschen Buch „Grundlagen des Stahlbaues“ heranzuziehen. Er verfügte über eine sehr gewandte und klare Ausdrucksweise, die alle seine Veröffentlichungen auszeichnet.

Unter Anerkennung dieser großen Verdienste auf dem Gebiet des Brücken- und Hochbaues verlieh ihm die Technische Hochschule Hannover im Jahre 1928 die Würde eines Dr.-Ing. e. h.

Als er sich nach Rücktritt von der Leitung der Firma Jucho in Berlin niederließ, blieb er noch immer der Stahlbau-Industrie durch

persönliche Arbeiten eng verbunden; so hat er noch oft bei der Prüfung und Klärung schwieriger kalkulatorischer Fragen mitgewirkt, die der Deutsche Stahlbau-Verband für die Gesamtheit seiner Industrie zu lösen hatte. Und gerade noch zur rechten Zeit konnte er seinen Lieblingswunsch, ein Buch über Montage von Stahlbauten herauszugeben, verwirklichen. Es erschien im Jahre 1938 im Springer-Verlag und wurde allseits als das wertvolle Vermächtnis eines großen Stahlbau-Ingenieurs begrüßt, der sich auch auf diese Weise ein ehrendes Andenken geschaffen hat.

K. Klöppele.

### Professor Dr.-Ing. K. Beyer zum 60. Geburtstag.

Am 27. Dezember 1941 beging Professor Dr.-Ing. K. Beyer, Dresden, seinen sechzigsten Geburtstag. Dieser Tag ist seinen vielen Schülern und Freunden ein Anlaß, seiner zu gedenken und ihm zu weiterem Schaffen Glück und Erfolg zu wünschen.

Viele Bauingenieure, besonders die sächsischen, kennen ihn als den Hochschullehrer, bei dem sie als Studenten „gehört“ haben und dem sie ihre erste und meist recht gründliche Bekanntschaft mit der technischen Mechanik und der Baustatik verdanken. Die in seinen Kollegs erworbenen Kenntnisse begleiten sie durchs Leben und sind für manchen der Ausgangspunkt der Ingenieurlaufbahn geworden.

Weit über den Kreis seiner Hörer hinaus ist Prof. Beyer bekannt geworden, als er sein reiches Wissen in einem Buch zusammentrug, seiner „Statik im Eisenbetonbau“, die inzwischen schon in zweiter, vergrößerter Auflage in die Welt hinausgegangen und das Statikbuch für hohe Ansprüche geworden ist. Daneben schrieb er den Statik-Beitrag für die 5. Auflage des Förster'schen Taschenbuchs für Bauingenieure und übernahm die entsprechende Aufgabe auch in dem noch im Druck befindlichen neuen Taschenbuch für Bauingenieure (herausgegeben von Schleicher). Als die Dresdner Technische Hochschule im Jahre 1928 ihr hundertjähriges Bestehen feierte, unternahm er es gemeinsam mit H. Spangenberg, die „Abhandlungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik“ von Otto Mohr in neuer, mit Zusätzen versehener Auflage als Festgabe herauszugeben.

Neben seiner Lehrtätigkeit an der Dresdner Technischen Hochschule hat sich Prof. Beyer bemüht, die Verbindung mit der Praxis lebendig zu erhalten. Er hat deshalb immer wieder Fühlung mit großen Bauaufgaben gesucht und gefunden und bei vielen Ingenieurkonstruktionen in seiner engeren Heimat und im ganzen Reich beratend mitgewirkt. Seine besondere Aufmerksamkeit hat er in den letzten Jahren den Großgeräten des Braunkohlentagebaus zugewandt. Hat er so sein technisches Wissen den Aufgaben der deutschen Rohstoffwirtschaft zur



Fot. D. Bleibtreu, Bonn.

Verfügung gestellt, so hat er auf der andern Seite auch reiche Anregungen für seine Hochschultätigkeit geerntet. Davon gibt eine stattliche Anzahl von Dissertationen Zeugnis, die im Kreise seiner Mitarbeiter entstanden sind. Sie zeigen auch dem Außenstehenden, welche innigen Wechselbeziehungen zwischen den Aufgaben der Praxis und der Forschung bestehen.

Der äußere Lebenslauf Beyers zeigt die gleiche Wechselwirkung von praktischer und wissenschaftlicher Tätigkeit: Nach seinem Studium an der Technischen Hochschule Dresden war er von 1905—1908 Assistent bei Prof. Mehrens und schrieb in dieser Zeit seine Dissertation über „Eigengewicht, günstigste Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegeträgers“. Danach wandte er sich ganz der technischen Praxis zu, die er in einer Form erlebte, von der sich die Nachkriegsgeneration nur eine schwache Vorstellung machen kann: Er zog als Ingenieur nach Siam, um dort in fünf Jahren Eisenbahnen, Brücken, Paläste zu bauen, Tiger zu schießen und wer weiß was alles zu erleben. Auch während des ersten Weltkriegs ist er weit herumgekommen und hat zuletzt in Kleinasien beim deutschen Feldeisenbahnhelfer gewirkt.

Nach Kriegsende wandte er sich ganz der wissenschaftlichen Laufbahn zu und übernahm Anfang 1919 die ordentliche Professur für Baustatik und technische Mechanik an der Technischen Hochschule seiner Heimatstadt. Hier entwickelte sich vor den Augen seiner Schüler ein Leben von großer Geradlinigkeit: Aufbau der Lehrtätigkeit, Herausgabe seines großen Buches, Wirksamkeit als Berater der Baupraxis, der nun der große Schatz an Erfahrungen zufließt, den er in arbeitsreichen Jahrzehnten gesammelt hat.

Zu seinem 60. Geburtstag wünschen wir dem rastlos Schaffenden, daß ihm noch eine schöne Zeit des Wirkens, aber auch des Rastens in seinem Haus am Hang vergönnt sein möge, ihm zur Freude, allen zum Nutzen.

W. Flügge (Berlin-Adlershof).

### Schulze-Fielitz Staatssekretär im Reichsministerium Dr. Todt.

Der Führer hat Ministerialdirektor Dipl.-Ing. Günther Schulze-Fielitz am 30. Januar zum Staatssekretär im Geschäftsbereich des Reichsministers Dr. Todt ernannt.

Zum Geschäftsbereich des Reichsministers Dr. Todt gehören der Reichsminister für Bewaffnung und Munition, der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, der Generalinspektor für Wasser und Energie und der Generalbevollmächtigte für die Regelung der Bauwirtschaft.

Staatssekretär Schulze-Fielitz wurde am 22. 11. 1899 in Hannover geboren, machte 1917 das Abiturium, absolvierte von 1919 bis 1922 die Technische Hochschule in Hannover, legte im Mai 1922 die

Diplomhauptprüfung und im April 1925 die Staatsprüfung für das Wasser- und Straßenbaufach ab. Er war von 1919—1924 Regierungsbauführer in Hannover, Schleswig, Stettin und Berlin, wurde 1925 Regierungsbaumeister und 1928 Baurat bei der Landesverwaltung der Provinz Pommern. Seit dem 1. 8. 1933 ist er Mitarbeiter Dr. Todts, dem er bald ein unentbehrlicher Helfer wurde. Er traf die organisatorischen Vorbereitungen für die Übernahme der Reichsstraßen auf das Reich, zog die Bauorganisation für den Westwallbau auf und leitete zu Beginn des Krieges die Bauwirtschaft vom Friedens- auf den Kriegszustand über. Weiterhin obliegt ihm die Durchführung aller im Kriege zusätzlich anfallenden Aufgaben im Reichsministerium Dr. Todt.

**INHALT:** Reichsminister Dr. Todt † S. 49. — Kaimauer für schweren Seeverkehr. Von Dr.-Ing. Eduard Riepe, Hamburg S. 51. — Der Korrosionsschutz als Bauproblem. Von Dipl.-Ing. Hans Hebbeling, München S. 57. — Neue Erkenntnisse betreffend die wirtschaftliche Stützung von Traggebilden. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Schönhöfer, Braunschweig S. 58. — Kurze technische Berichte S. 60. — 10. Holztagung. — Patentberichte S. 61. — Persönliches S. 62. — Schaper ?. — Eduard Schellewald ?. —

Prof. Dr.-Ing. K. Beyer zum 60. Geburtstag. — Schulze-Fielitz Staatssekretär.