

# DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang

20. März 1931

Heft 12/13

## DER NEUBAU DER BEZIRKSSTRASSENBRÜCKE ÜBER DIE DONAU BEI GROSSMEHRING.

Von Regierungsbaumeister Heinrich Börner.

Übersicht. Im folgenden wird eine Beschreibung der neuen Bezirksstraßenbrücke über die Donau bei Großmehring, der zur Zeit weitestgespannten vollwandigen Eisenbetonbalkenbrücke, gegeben. Nach einem Überblick über die konstruktive Ausbildung wird die Bauausführung näher geschildert.

Der Eisstoß in dem strengen Winter 1928/29, der im allgemeinen wieder abging ohne allzu großen Schaden anzurichten, hat sich für den Bezirk Ingolstadt in katastrophaler Weise aus-



Abb. 1. Zerstörte Holzbrücke.

gewirkt, indem er die beiden diesem Bezirk gehörenden Holzbrücken über die Donau bei Pförring und Großmehring vollständig zerstörte.

Während die Pförringer Brücke vornehmlich einen sehr beträchtlichen Durchgangsverkehr auf der Straße Nürnberg-Landshut zu bewältigen hat, bildet der Großmehringener Donauübergang die Verbindung zwischen dem nordöstlichen Teil des Bezirks Ingolstadt und dem Bezirk Pfaffenhofen, sowie die Zufahrt zu den größtenteils auf dem jenseitigen Ufer der Donau liegenden Gemeindefluren von Großmehring.

Als Ersatz für die zerstörten Holzbrücken wurden zunächst provisorische Fährbetriebe eingerichtet. Dieser Behelf erwies sich jedoch auf die Dauer als völlig unzureichend. Es wurde daher in Pförring, um den vordringlichen Durchgangsverkehr raschestens wieder in Gang zu bringen, im Einvernehmen mit den Bayer. Staatsbaubehörden aus den geretteten Resten der beiden zerstörten Brücken eine Notbrücke aus Holz errichtet. In Großmehring sollte der Fährbetrieb bis zum Bau einer festen, allen Naturereignissen trotzendem Brücke aufrecht erhalten bleiben.

Die Vorarbeiten für das Bauwerk wurden noch im Mai 1929 in Angriff genommen. Zunächst wurde eine beschränkte Anzahl von Baufirmen zu einem Ideenwettbewerb mit Abgabe eines bindenden Preisangebotes eingeladen. Von der zuständigen aufsichtsführenden Wasserbaubehörde, dem Straßen- und Flußbauamt Ingolstadt, wurde bei einer Breite des Mittelwasserbettes von 104 m eine Brücke mit 145 m Entfernung zwischen den Endpfeilern verlangt. Dazwischen waren zwei Strompfeiler, deren Lage beliebig gewählt werden konnte, zugelassen. Die lichte Höhe war mit 1 m über H. H. W. angegeben. Im Hinblick auf die zwar langsame, aber doch stetig fortschreitende Auflandung der Vorländer zwischen den beiderseitigen Hochwasserdämmen war verlangt, daß die Fahrbahnkonstruktion hebbbar sei.

Die Breite der Fahrbahn war mit 5,5 m angegeben; wegen des unbedeutenden Fußgängerverkehrs wurden beiderseits nur Schrammborde von je 0,50 m Breite verlangt, so daß sich also eine Gesamtbreite zwischen den Geländern von 6,5 m ergab. Die Tragfähigkeit wurde für Brückenklasse II entsprechend DIN 1072 vorgeschrieben mit der Abänderung, daß statt des dort angegebenen 6-t-Lastwagens ein solcher von 9 t Gewicht einzusetzen war. Die Zufahrtsrampen sollten bis zur Herstellung eines hochwasserfreien Talüberganges als Erddämme hergestellt werden.

An Entwürfen wurden eingereicht:

Bei Ausführung in Eisen in der Hauptsache Fachwerkbrücken; Blechträger die ästhetisch sehr befriedigt hätten, schieden wegen zu hoher Preislage aus; bei Ausführung in Eisenbeton Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn und einige Balkenbrücken.

Der Preisunterschied zwischen den billigsten Eisen- und Eisenbetonentwürfen war unbedeutend; da die massiven Konstruktionen sich dem Landschaftsbild besser anpaßten und weniger Unterhaltung erforderten, entschloß sich der Bezirk trotz der etwas längeren Bauzeit und der größeren Konstruktionshöhe für den von der Beton- und Monierbau A.-G. München eingereichten Entwurf einer Eisenbetonbalkenbrücke über drei Öffnungen mit Gelenken im Mittelfeld.

Dieser Entwurf, der nach Zuschlagserteilung von der genannten Firma zu einem baureifen Projekt ausgearbeitet wurde, sah als Tragorgan zwei Eisenbetonbalken vor. Die Träger der beiden Landöffnungen erhielten Stützweiten von je 42,5 m und kragten je 18,5 m über die Strompfeiler aus. Bei einer Länge des eingehängten Trägers von 24,5 m ergab sich als Stützweite der Mittelöffnung 61,5 m, eine Entfernung, die bisher



Abb. 2. Ansicht der neuen Brücke.

bei vollwandigen Eisenbetonbalkenbrücken noch nicht erreicht worden ist.

Die beiden Hauptträger, die in einer Entfernung von 4 m angeordnet wurden, mußten bei diesen bedeutenden Stützweiten auch entsprechend große Abmessungen erhalten. Die zulässigen Beanspruchungen von  $\sigma_b/\sigma_e = 60/1200$  entsprechen den neuesten Vorschriften. Die Brücke steigt in den beiden Landöffnungen von den Endauflagern bis zu den Strompfeilern mit 4% an. Diese Ansteigung wurde dazu benützt, um bei horizontaler Trägerunterkante die Trägerhöhe gegen die Mitte hin zu steigern. Für den stärksten beanspruchten Querschnitt der Außenöffnung mit einem maximalen Moment = 850 tm/Träger ergab sich damit eine Nutzhöhe von 2,54 m. Im eingehängten Träger, wo ein

größtes Moment von 630 tm/Träger vorhanden war, wurde die Konstruktionshöhe von 2,70 m gewählt. Die Trägerbreiten wurden in den Außenöffnungen zu 0,70 m, im eingehängten Stück zu 0,56 m angesetzt.

als zusätzliche Druckeisen solche von 30 bzw. 24 mm  $\varnothing$ . In den einzelnen Querschnitten ergaben sich in der Mitte der Außenfelder je 22 Stück  $\varnothing 45$  (= 350 cm<sup>2</sup>) in der Mitte des eingehängten Trägers 21 Stück  $\varnothing 38$  mm (= 238 cm<sup>2</sup>);

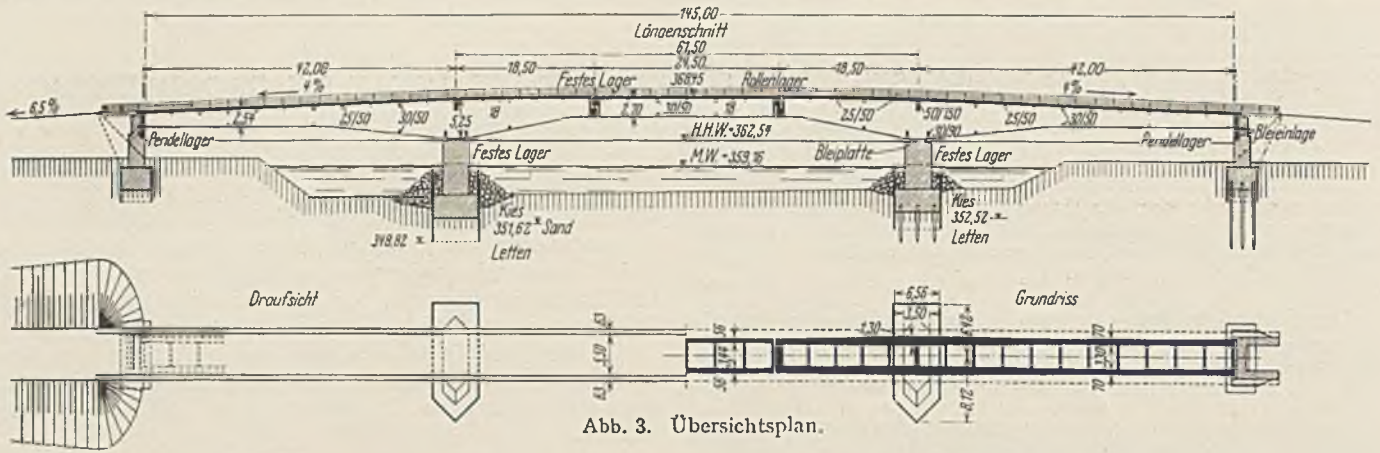


Abb. 3. Übersichtsplan.

Über den Pfeilern reichte die durch das Ansteigen der Fahr-  
bahn bedingte Vergrößerung der Trägerhöhe nicht aus, um das  
an dieser Stelle auftretende Biegemoment von 4160 tm/Träger  
aufzunehmen. Es wurden daher zur Erzielung der erforderlichen

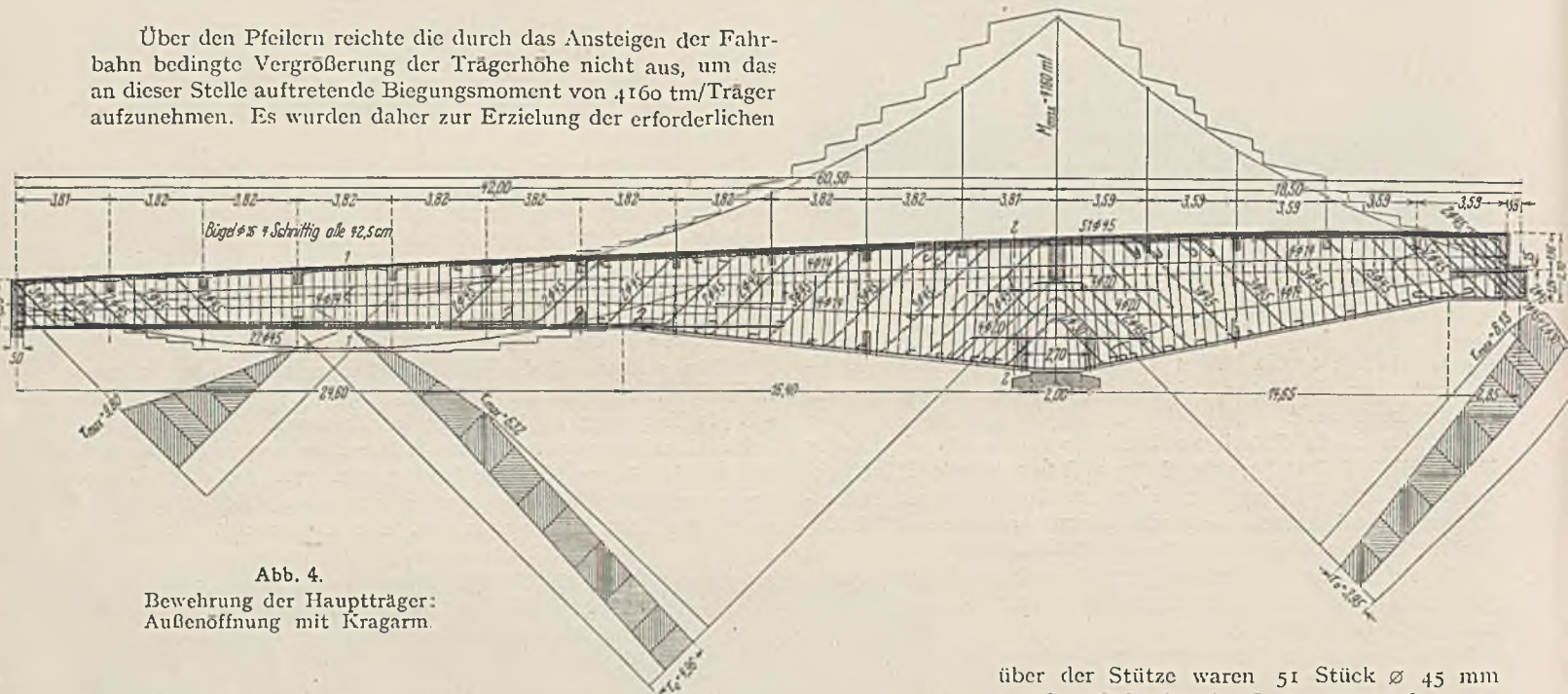


Abb. 4.

Bewehrung der Hauptträger:  
Außenöffnung mit Kragarm

über der Stütze waren 51 Stück  $\varnothing 45$  mm (= 810 cm<sup>2</sup>), in vier Lagen angeordnet, erforderlich. Stöße, die bei diesen großen Dimensionen immer Schwierigkeiten bereitet hätten, wurden vollständig vermieden. Die Eisen wurden so aufgeteilt, daß sich größte Längen von 32 m ergaben, die gerade noch angeliefert werden konnten.

Die gesamten Schubspannungen in den Balken wurden durch 4 schnittige Bügel  $\varnothing 16$  mm bzw. 2 schnittige  $\varnothing 12$  mm im eingehängten Träger sowie durch aufgebogene Eisen aufgenommen; sie erreichen einen Größtwert von 9,8 kg/cm<sup>2</sup>. Wesentlich größere Schubspannungen bis zu 13,8 kg/cm<sup>2</sup> treten in den Konsolen bei den Gelenken des eingehängten Trägers auf. Um diese an sich noch zulässigen Spannungen zu ermäßigen und einen absolut sicheren Anschluß zu erhalten, wurden hinter

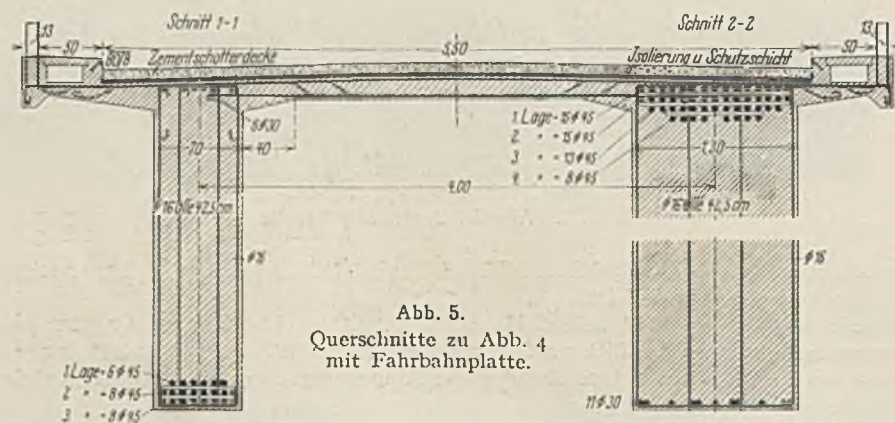


Abb. 5.  
Querschnitte zu Abb. 4  
mit Fahrbahnplatte.

Nutzhöhe von 5,35 m Vouten angeordnet und gleichzeitig die Trägerbreite von 0,70 m auf 1,30 m verbreitert.

Die Eiseneinlagen wurden möglichst einheitlich gewählt: Als Zugeisen für die Außenöffnungen samt Kragarmen Rund-  
eisen von 45 mm, für das eingeh. Feld solche von 38 mm  $\varnothing$ ,

den Konsolen durchgehende und kräftig bewehrte Schürzen von 40 cm Stärke angeordnet. Dadurch soll die Scherfläche zwischen Konsolbalken und Hauptträger auf die ganze Trägerhöhe, nicht nur auf kaum die Hälfte derselben betragende Höhe der Auflagerkonsole ausgedehnt werden. Die Bewehrung der



größtes Moment von 630 tm/Träger vorhanden war, wurde die Konstruktionshöhe von 2,70 m gewählt. Die Trägerbreiten wurden in den Außenöffnungen zu 0,70 m, im eingehängten Stück zu 0,56 m angesetzt.

als zusätzliche Druckeisen solche von 30 bzw. 24 mm  $\varnothing$ . In den einzelnen Querschnitten ergaben sich in der Mitte der Außenfelder je 22 Stück  $\varnothing$  45 (= 350 cm<sup>2</sup>) in der Mitte des eingehängten Trägers 21 Stück  $\varnothing$  38 mm (= 238 cm<sup>2</sup>);

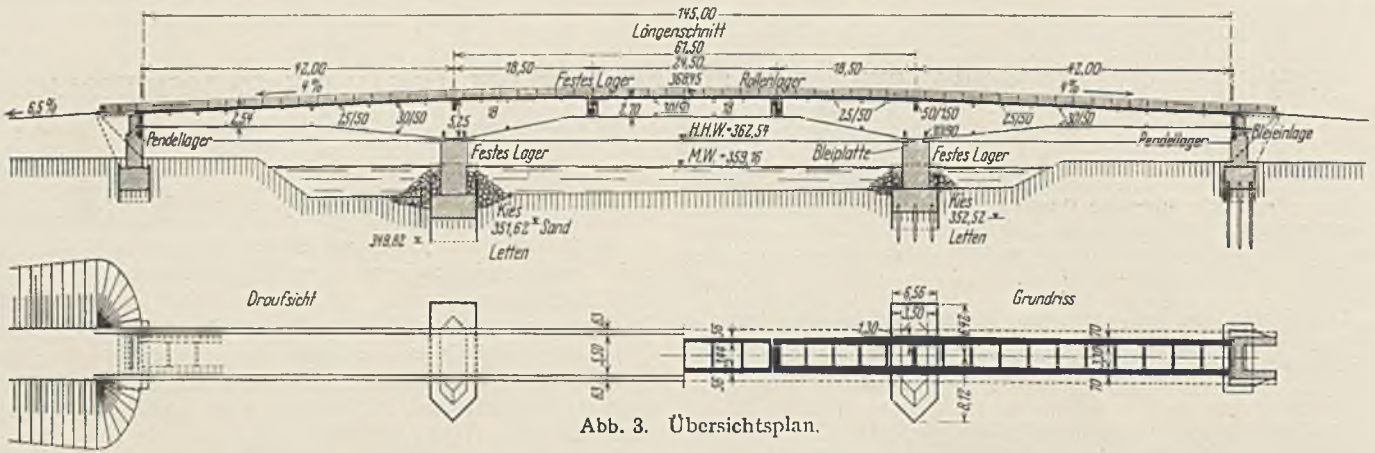


Abb. 3. Übersichtsplan.

Über den Pfeilern reichte die durch das Ansteigen der Fahr-  
bahn bedingte Vergrößerung der Trägerhöhe nicht aus, um das  
an dieser Stelle auftretende Biegemoment von 4160 tm/Träger  
aufzunehmen. Es wurden daher zur Erzielung der erforderlichen

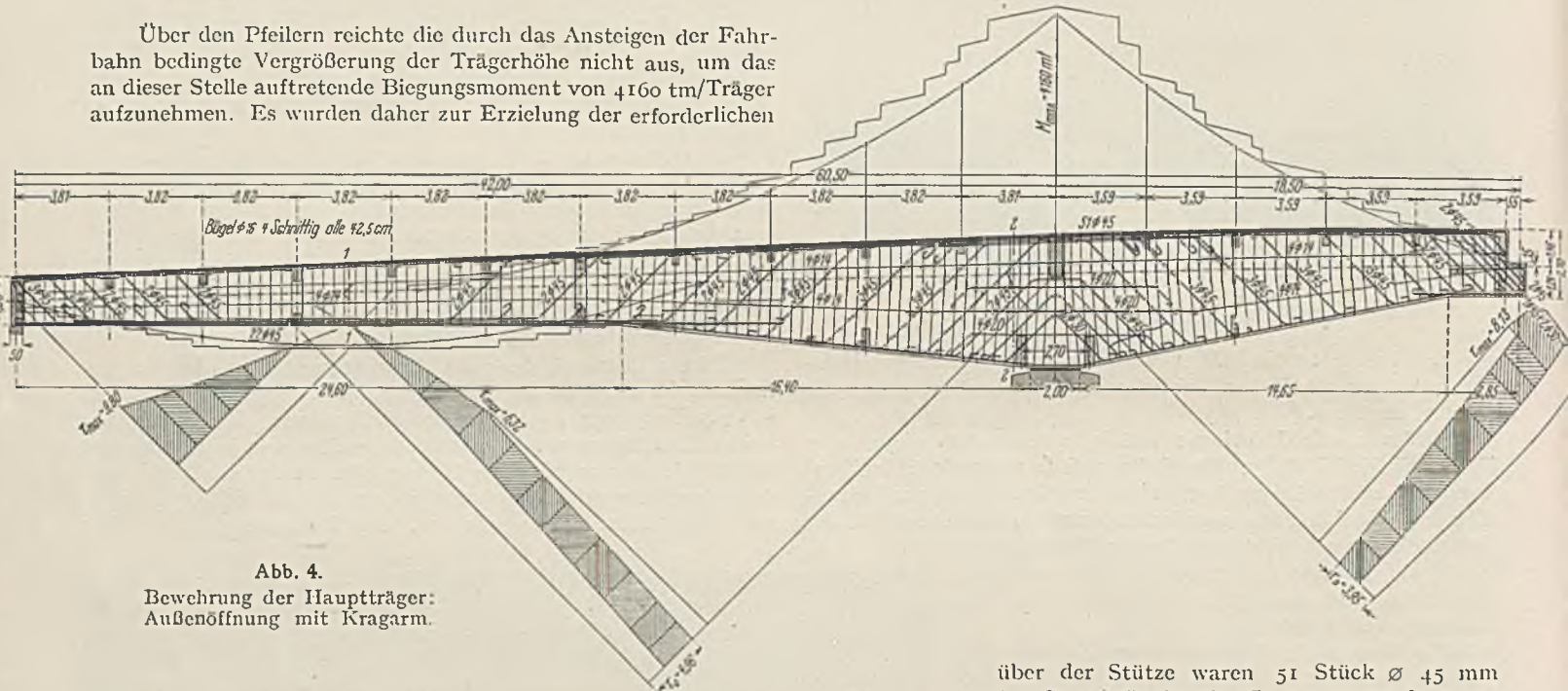


Abb. 4.

Bewehrung der Hauptträger:  
Außenöffnung mit Kragarm.

über der Stütze waren 51 Stück  $\varnothing$  45 mm (= 810 cm<sup>2</sup>), in vier Lagen angeordnet, erforderlich. Stöße, die bei diesen großen Dimensionen immer Schwierigkeiten bereitet hätten, wurden vollständig vermieden. Die Eisen wurden so aufgeteilt, daß sich größte Längen von 32 m ergaben, die gerade noch angeliefert werden konnten.

Die gesamten Schubspannungen in den Balken wurden durch 4 schnittige Bügel  $\varnothing$  16 mm bzw. 2 schnittige  $\varnothing$  12 mm im eingehängten Träger sowie durch aufgebogene Eisen aufgenommen; sie erreichen einen Größtwert von 9,8 kg/cm<sup>2</sup>. Wesentlich größere Schubspannungen bis zu 13,8 kg/cm<sup>2</sup> treten in den Konsolen bei den Gelenken des eingehängten Trägers auf. Um diese an sich noch zulässigen Spannungen zu ermäßigen und einen absolut sicheren Anschluß zu erhalten, wurden hinter

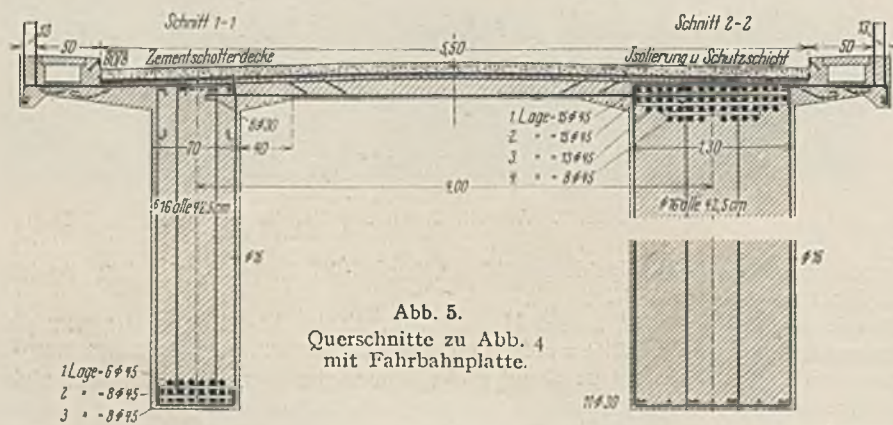


Abb. 5.  
Querschnitte zu Abb. 4  
mit Fahrbahnplatte.

Nutzhöhe von 5,35 m Vouten angeordnet und gleichzeitig die Trägerbreite von 0,70 m auf 1,30 m verbreitert.

Die Eiseneinlagen wurden möglichst einheitlich gewählt: Als Zugeisen für die Außenöffnungen samt Kragarmen Rund-  
eisen von 45 mm, für das eingeh. Feld solche von 38 mm  $\varnothing$ ,

den Konsolen durchgehende und kräftig bewehrte Schürzen von 40 cm Stärke angeordnet. Dadurch soll die Scherfläche zwischen Konsolbalken und Hauptträger auf die ganze Trägerhöhe, nicht nur auf kaum die Hälfte derselben betragende Höhe der Auflagerkonsole ausgedehnt werden. Die Bewehrung der

Konsolen wurden im Hinblick auf die Wichtigkeit dieser Punkte sehr reichlich gewählt.

Die Auflagerung des eingehängten Trägers auf die Kragarme sah je ein festes und bewegliches Lager vor. Ersteres wurde

Bezirken der ärmste ist, konnte die Baukosten nicht allein auf seine Schultern nehmen. Erst nachdem auf die nimmermüden Bemühungen des Bezirksamtsvorstandes Herrn Oberregierungsrat Ott und des Bezirkstagsvorsitzenden Herrn Dr.-Ing. Fr. Witt-

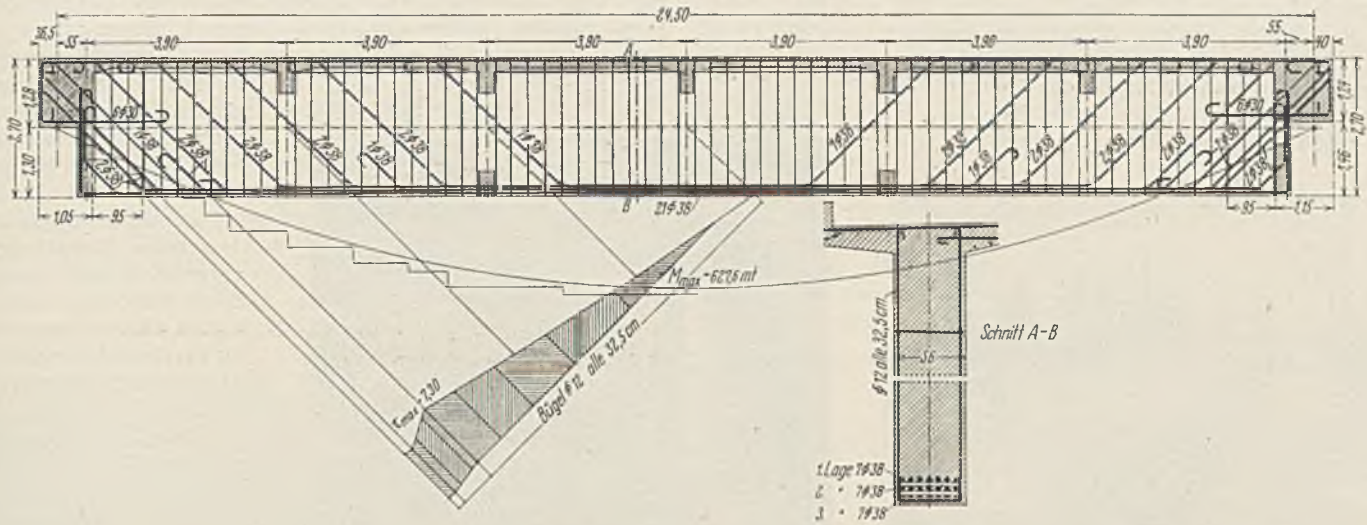


Abb. 6. Bewehrung des eingehängten Trägers.

durch Bleistreifen mit Eisendübeln hergestellt, für das bewegliche Lager kamen Stahlrollenlager mit Doppelrollen und Kipplatte zur Verwendung. Alle diese Lager sind durch Mannlöcher

mann, Oberhaunstadt, hin namhafte Zuschüsse des Staates und Kreises Oberbayern in Aussicht gestellt waren, konnte Anfang Oktober 1929 mit dem Bau begonnen werden.

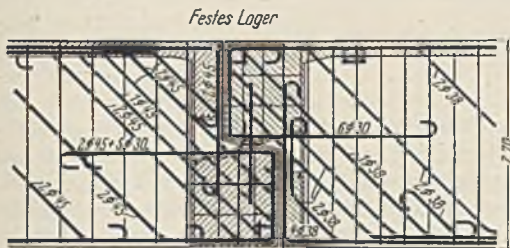


Abb. 7a.



Abb. 7b.

Abb. 7a u. b. Lagerung des eingehängten Trägers mit Bewehrung der Konsolen.

zugänglich. Die Außenöffnungen wurden den statischen Anforderungen entsprechend ebenfalls fest und beweglich gelagert. Die festen Lager über den Strompfeilern wurden bei einem Auflagerdruck von 745 t/Tr. mit Bleistreifen 90/130 cm 3 cm stark hergestellt. Darunter kamen kräftig bewehrte Betondruckkörper zu liegen. Die bewegliche Auflagerung auf den Endpfeilern wird durch Pendelquader gewährleistet. Diese sind ebenso wie die darunter liegenden Druckkörper ausreichend bewehrt, vor allem reichlich verbügelt; die Zentrierung der Auflast erfolgt wiederum durch Bleistreifen.

Die Fahrbahnplatte ist kreuzweise bewehrt; in der Querichtung ist sie als eingespannt, in der Längsrichtung als über die Querträger durchlaufende Platte gerechnet. Bei den zulässigen Beanspruchungen von  $\sigma_b/\sigma_e = 45/1200$  ergab sich eine Plattenstärke von 18 cm. Die Fußwege kragen beiderseits aus.

Für die Hebung der Brücke waren über den Strompfeilern an die beiden Hauptträger kräftige Konsolbacken anbetoniert und an den Endwiderlagern durchgehende Balken angeordnet, unter die jeweils die hydraulischen Pressen gestellt werden können. Die Hebung kann also ohne jede neue Rüstung durchgeführt werden.

Die Fundierung der Strompfeiler und Landwiderlager wurde in offener, durch Spundwände umschlossener Baugrube getätigt. Die Spundwände sollten auch bei den Landpfeilern als Fundamentschutz im Bauwerk verbleiben. Durch Probebohrungen war fester Baugrund (Flinz) in mäßiger Tiefe festgestellt worden.

Große Schwierigkeiten bereitete die Finanzierung des Bauwerks. Der Bezirk Ingolstadt, der von allen oberbayerischen

sollte der rechte Trägerteil ausgeführt und zum Schluß der eingehängte Träger in Angriff genommen werden. Nebenbei waren die Zufahrtsrampen anzuschütten. Gleichzeitig mit der Her-



Abb. 8. Fundierung des linken Strompfeilers.

stellung des Widerlagers wurde auch mit dem Schlagen eines Notgerüsts begonnen, von dem aus die Spundwände der Strompfeiler und die Lehrgerüstpfähle gerammt werden sollten. Während der ganzen Rammarbeiten waren die Wasserstandsverhältnisse der Donau sehr günstig.

Die Fundierung des linken Strompfeilers und Endwiderlagers ging programmäßig von statten. Verwendet wurden eiserne Spunddielen System Hoersch, Profil II, die sich gut bewährten. Die Wasserhaltung im Strompfeiler war sehr günstig; trotz ca. 5 m Überdruck konnte das Wasser mit einer 200 mm-Zentrifugalpumpe gehalten werden. Schwieriger gestaltete sich die Gründung des rechten Strompfeilers und Endwiderlagers. Schon beim Schlagen der Spundwände zeigte es sich, daß der feste Baugrund in wesentlich größeren Tiefen anstand, als die

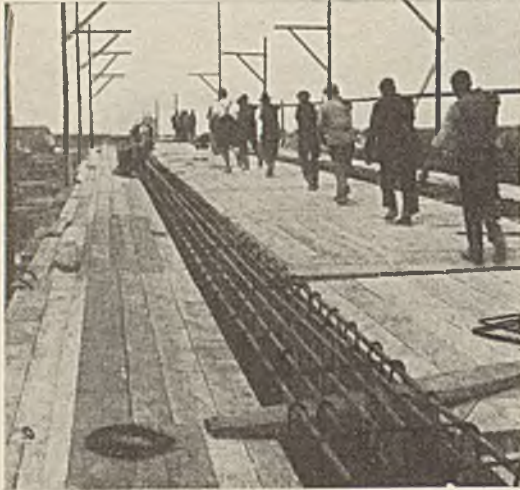


Abb. 9. Einbringen der Rundeisenbewehrung.



Abb. 10. Draufsicht auf die Hauptträgerbewehrung über dem Strompfeiler.

Bohrproben ergeben hatten. Nach Freilegung der Sohle im rechten Strompfeiler fand sich auch in der beabsichtigten Tiefe noch auf mehrere Meter lockerer Kies vor, der eine Holzpfahlgründung unbedingt für angezeigt erscheinen ließ. Es wurden auf die gesamte Grundfläche von ca. 80 m<sup>2</sup> 100 ca. 5 m lange Pfähle eingerammt. Bei einer Tragfähigkeit von 29 t je Pfahl konnten diese die gesamte Auflast übertragen. Auch beim rechten Endwiderlager war eine Fundierungsverstärkung durch Pfähle, diesmal bis zu 9 m Länge, nötig. Der Wasserandrang war hier infolge Quellungen von unten so stark, daß ihn drei Pumpen  $\varnothing$  200 mm kaum bewältigen konnten. Um beim Betonieren schädliche Auslaugungen zu vermeiden, wurde die unterste ca. 1 m hohe Betonschicht mit Gußtrichtern als Unterserschüttbeton eingebracht. Nach dem Erhärten dieses Betons war die Sohle so abgedichtet, daß eine Pumpe die Wasserhaltung leicht betätigen und der übrige Fundamentbeton im Trocken eingebraucht werden konnte. Für die Pfeiler und Endwiderlager wurde Harburger Traßportlandzement verwendet, und zwar für die Fundamente i. M. V. 1 : 12, für die aufgehenden Schäfte 1 : 8. Die erzielten Druckfestigkeiten waren sehr gute.

Die beiden Strompfeiler wurden durch Steinwürfe gegen jegliche Angriffe des Wassers geschützt.

Sofort nach der Fertigstellung des linken Widerlagers und Strompfeilers wurde mit dem Aufstellen des Lehrgerüsts begonnen. Dieses mußte den großen Auflasten entsprechend kräftig gehalten werden, insbesondere war es nötig, die Joche ziemlich eng zu setzen.

Für die Absenkung des Lehrgerüsts waren Hartholzkeile eingefügt. Die Schalung wurde so aufgestellt, daß die äußere Schalungswand des Trägers zunächst weggelassen wurde, um die Bewehrung besser einbringen und vor allem ausrichten zu können. Doch erwies sich dies als kein besonderer Vorteil, da die Trageisen der Bügel wegen doch von oben eingebracht werden mußten und ein Arbeiten innerhalb der Schalung bei der großen Trägerbreite leichter möglich war als von außen her. Beim zweiten Bauabschnitt wurden daher die beiden Schalungs-

wände gleichzeitig aufgestellt. Die Kaltbiegung der Eisen ließ sich ohne Schwierigkeit mit einer Futura-Biegemaschine durchführen. Irgendwelche Risse ließen sich trotz scharfer Kontrolle nicht feststellen, ein Zeichen für die gute Qualität der von der Maxhütte Amberg gelieferten Eisen. Große Mühe machte der Transport und das Einlegen der 32 m langen Rundeisenstangen. Da sich kleine Verbiegungen beim Antransport nicht vermeiden ließen, war es teilweise sehr schwierig, die Eisen planmäßig zu verlegen. Daß die Eisen trotzdem unter Einhaltung der vorgeschriebenen Abstände in ihre richtige Lage gebracht wurden, spricht sehr für die Geschicklichkeit der damit beschäftigten Arbeiter.

Die zum Betonieren nötigen Kies- und Sandmaterialien wurden aus den Vorländern entnommen, wo guter und sehr sauberer Grubenkies in geringer Tiefe reichlich vorhanden war. Das Material wurde sortiert, um in günstigster Zusammensetzung wieder vermischt zu werden. Diese Kornzusammensetzung wurde durch umfangreiche Sieb- und Festigkeitsversuche am Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München ermittelt. Der Zementzusatz wurde zu 270 kg auf 1000 l loses Material festgesetzt, was ca. 300 kg Zement je Kubikmeter festem Beton entspricht. Für die Tragkonstruktion wurde Lengfurter Portlandzement Marke „Wetterau“ verwendet. Die bei der Ausführung herge-



Abb. 11. Ablassen des Lehrgerüsts für den linken Bauteil und Ziehen der abgeschnittenen Spundwände.

stellten Probewürfel ergaben eine mittlere Druckfestigkeit von  $W_{0,28} = 238 \text{ kg/cm}^2$ .

Programmäßig hätte der erste Teil des Tragwerkes noch vor den Weihnachtsfeiertagen betoniert werden sollen. Als alles vorbereitet war, stellte sich aber starker Frost ein, der den Betonierungsanfang verzögerte. Da während der Feiertage Tauwetter eintrat und nach Erkundigung bei der Bayer. Landeswetterwarte auch für die nächsten Tage mildes Wetter zu erwarten war, wurde am 27. Dezember vormittags mit dem Betonieren begonnen. Letzteres wurde folgendermaßen durchgeführt:

Über die beiden Träger wurden gleichmäßige Schichten von solcher Stärke angelegt, daß nicht später als nach 2 bis 3 Stunden an jeder Stelle eine neue Schicht eingebracht werden konnte, so daß eine sichere Verbindung der einzelnen Betonierungsschichten gewährleistet war. Begonnen wurde mit dem Ausfüllen der Vouten. Besondere Sorgfalt wurde auf das völlig satte Umhüllen der vielen und großen Eisen verwendet, und es wurde dort mit einer fetteren und sandhaltigeren Mischung gearbeitet. Beim Betonieren des rechten Trägerteils wurden zudem über dem Strompfeiler Lamellen ausgespart und diese erst zuletzt geschlossen. Diese Maßnahme hat sich als notwendig erwiesen, denn die Setzungen des Lehrgerüsts durch die Zusammenpressung der Hölzer und vor allem durch Nachgiebigkeit des Baugrundes betragen bis zu 4 cm. Dadurch waren im linken Trägerteil über dem Strompfeiler, der nicht nachgegeben hatte, in den unteren, gleich zu Anfang eingebrachten Schichten Zugrisse aufgetreten, da der bereits erhärtete Beton

die Trägeroberfläche sorgfältig gereinigt und aufgeraut, um einen guten Anschluß der Platte zu erhalten.

Das Lehrgerüst des eingehängten Trägers wurde der besseren Regulierbarkeit halber und zur Erzielung eines unbedingt stoßfreien Ablassens auf eiserne Spindeln gestellt. Das Betonieren des eingehängten Trägers konnte in  $1\frac{1}{2}$  Doppelschichten durchgeführt werden. Um auch hier unabhängig von evtl. Setzungen des Lehrgerüsts zu sein, wurden die beiden Auflagerkonsolen zunächst ausgespart und erst am Schluß gemeinsam mit der Fahrbahnplatte betoniert. Am 24. Juni wurde auch dieses Stück noch ausgerüstet. Die Senkung in Brückenmitte betrug 28 mm, in den beiden Außenfeldern trat eine Hebung von 17 bzw. 18 mm ein. Damit war der eigentliche Brückenbau fertig.

Gleich in den nächsten Tagen wurde mit dem Aufbringen eines 1 cm starken Glattstriches begonnen. Darauf kam eine Isolierung mit doppelter Rexitktpappe, ausgeführt von der Firma C. F. Weber, München, zu liegen. Die Abdeckung der Fugen geschah mit federnden Zinkblechen.

Für die Fahrbahndecke wurde nach reiflicher Überlegung eine Zementschotterdecke von 6 cm Stärke gewählt. Dieser Decke wurde deshalb der Vorzug gegeben, da wegen der Neigung von 4% und des vorwiegend ländlichen Verkehrs gute Griffigkeit verlangt war. Außerdem sollte sie leicht sein und nicht viel Unterhaltungskosten erfordern.

Ende August wurde die Brücke durch den H. H. Bischof von Regensburg feierlich eingeweiht und durch den H. Vertreter der Bayer. Staatsregierung dem Verkehr übergeben.

Durch die gerade Linienführung, insbesondere auch durch die gerade anlaufenden Vouten wird der Charakter der Brücke als Balkenträger stark betont und keinerlei Bogenwirkung vorgetäuscht. Jeder Zierat an der Brücke ist vermieden, so wurden auch die sämtlichen Sichtflächen schalungsrauh belassen.

Diese Brücke brachte auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues Außergewöhnliches, sowohl was Spannweiten, als auch was



Abb. 12. Zweiter Bauabschnitt.

den im Lauf des Arbeitsfortschrittes durch diese Setzungen bedingten Formänderungen nicht folgen konnte. Die Risse, die in der Druckzone lagen, konnten durch Einpressung von Zementmilch unter hohem Druck leicht wieder geschlossen werden. Das Betonieren geschah ununterbrochen in Tag- und Nachtschichten und wurde nur durch das Einbringen der Plattenbewehrung unterbrochen. Die letzte Mischung wurde in der letzten Viertelstunde des Jahres 1929 noch eingebracht, für die Beteiligten eine gewisse Freude. Das Betonieren hatte 4 Tage beansprucht; die Temperatur war nur nachts einige Male bis  $-2^{\circ}\text{C}$  gesunken. Nachher trat jedoch ziemlich anhaltender Frost auf. Es wurde daher das Lehrgerüst erst Ende Februar ausgebaut. Beim Ausrüsten wurden zunächst die Keile des Kragarmes, beginnend vom Ende desselben, gelöst. Die Keile saßen namentlich gegen den Strompfeiler zu sehr fest, so daß sie teilweise herausgestemmt werden mußten. Nach der Ausrüstung des Kragarmes ergab sich an der Spitze eine Senkung von 18 mm. Leicht ließen sich dann die Keile der Außenöffnung lösen, die von den Auflagern aus gegen die Mitte zu entfernt wurden. Die Durchbiegung wurde in letzterer zu 25 mm gemessen, und gleichzeitig eine Hebung des Kragarmes um 7 mm festgestellt.

Leider trat zu Anfang 1930, bedingt durch Schwierigkeiten in der Geldbeschaffung, eine Stockung in dem bisher raschen Arbeitstempo ein. Erst im April wurde mit dem Wiederaufstellen des Lehrgerüsts für den rechten Trägerteil begonnen.

Das Einbringen der Eisen ging diesmal bedeutend rascher von statten; einerseits konnte der Transport über die bereits fertiggestellte Zufahrtsrampe geschehen und andererseits waren die Arbeiter auf diese nicht alltäglichen Arbeiten schon besser eingestellt. Beim Betonieren des rechten Trägerteils kam ein sehr beträchtliches Hochwasser, das eine Unterbrechung der Betonierung bedingte. Unter Einsatz aller verfügbaren Kräfte wurden die beiden Hauptträger noch fertiggestellt, um wenigstens diese als einheitliches Ganzes ausgeführt zu wissen. Bei Wiederaufnahme der Arbeit nach Ablauf des Hochwassers wurde



Abb. 13. Dritter Bauabschnitt.

Querschnittsabmessungen anlangt. Um in jeder Weise sicher zu gehen, wurde vom Bezirk Ingolstadt vor Auftragserteilung ein Gutachten über die Ausführbarkeit und Hebmöglichkeit des Bauwerks von einem namhaften Sachverständigen auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues verlangt. Die Firma trat zu diesem Zweck mit Prof. Dr.-Ing. E. h. Spangenberg von der Technischen Hochschule München in Verbindung, der sich dann auch in günstiger Weise über den Gesamtentwurf und die für die spätere Hebung getroffenen Maßnahmen äußerte. Die Nachprüfung der statischen Berechnung erfolgte gleichfalls durch Professor Spangenberg. Bei der Nachprüfung ergaben sich noch einige

Änderungen, deren Berücksichtigung beim Bau zu voller Übereinstimmung zwischen dem Gutachter und der projektierenden und ausführenden Unternehmung führten. Auch alle wichtigen Entscheidungen bei der Bauausführung wurden im Benehmen mit dem genannten Gutachter getroffen.

Die Oberleitung über den Brückenbau hatte das Straßen- und Flußbauamt Ingolstadt; sie lag in den Händen des Herrn Regierungsbaurat Oberst. Verfasser war vom Bezirk mit der örtlichen Bauleitung betraut worden.

Die Entwurfsbearbeitung stammt, wie bereits eingangs

erwähnt, von der Beton- und Monierbau A.-G. Abteilung München, welche auch die gesamte Bauausführung innehatte und in mustergültiger Weise durchführte. Die Firma hat sich den an sie gestellten Aufgaben in jeder Weise gewachsen gezeigt und durch den Bau wiederum den Beweis ihrer großen Leistungsfähigkeit erbracht.

Das Bauwerk kann sich würdig an die Seite der in letzter Zeit in Bayern ausgeführten großen Massivbrücken stellen und ist ein neues Zeichen für den derzeit hohen Stand der deutschen Brückenbaukunst.

### EIN BEITRAG ZUR FRAGE DER SCHUBSICHERUNG VON EISENBETONBALKEN.

Untersuchungen im Institut für Beton und Eisenbeton a. d. Techn. Hochschule in Karlsruhe.

Von E. Probst.

In Ergänzung zu meiner Stellungnahme in dieser Zeitschrift im Jahrgang 1927 Seite 283 ff., Jahrgang 1928 Seite 202, 244, 936 ff. habe ich in meinem Institut einige Untersuchungen ausführen lassen, über die ich im folgenden berichten möchte<sup>1)</sup>:

Es wurden insgesamt 5 T-Balken von den in Abb. 1a—e ersichtlichen Abmessungen hergestellt mit einem Betonmaterial von derselben Zusammensetzung, dessen Güte der Bemessung der zulässigen Spannungen in den amtlichen Vorschriften zugrunde gelegt werden konnte.

Das Mischungsverhältnis (1 : 5 nach Raumteilen oder 1 : 3,15 : 3,85 in Gewichtsteilen) betrug 280 kg Zement/m<sup>3</sup> fertigen Beton bei einem Wasserzementfaktor von 0,64. Im Alter von 28 Tagen betrug die durchschnittliche Würfelfestigkeit (Würfel von 20 cm<sup>3</sup>)  $W_{b,28} = 245 \text{ kg/cm}^2$ , die reine Zugfestigkeit war im Mittel  $15,2 \text{ kg/cm}^2$  (an 52 cm langen Betonzylindern von 180 cm<sup>2</sup> Querschnitt ermittelt).

Die Streckgrenze der Eiseneinlagen wurde ermittelt mit

|               |                                  |
|---------------|----------------------------------|
| 2790 bis 2910 | für die Rundeisen von 18 mm Dmr. |
| 2470 bis 3100 | „ „ „ „ 19 mm „                  |
| 2580 bis 2950 | „ „ „ „ 22 mm „                  |

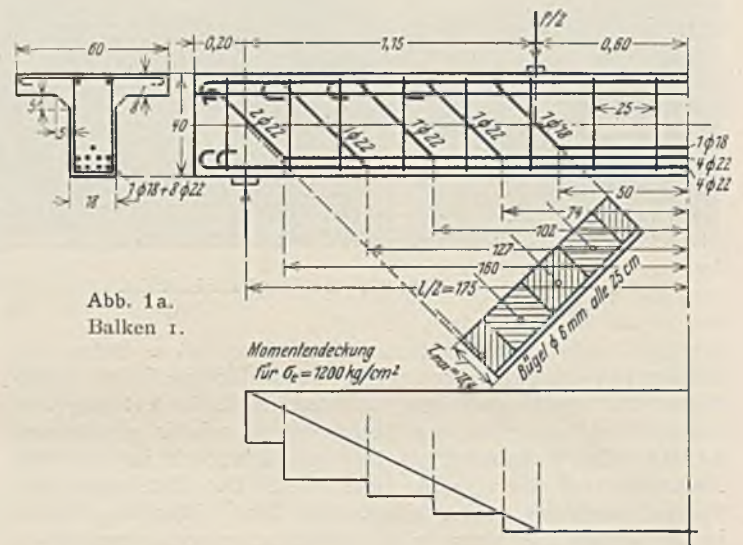
Bei einer Spannweite von 3,50 m wurden die Balken durch zwei symmetrisch zur Mitte im gegenseitigen Abstände von 1,20 m angeordnete Einzellasten P belastet. Es herrschte so nach auf eine Länge des Balkens von 1,15 m eine aus der Nutzlast P sich ergebende gleichbleibende  $\tau_0$ -Spannung.

Die Abmessungen des Balkenquerschnittes waren so gewählt, daß die aus der Gleichung  $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$  ermittelten  $\tau_0$ -Werte möglichst groß wurden. Einer Spannung in den Längseisen  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  entsprach ein  $\tau_0$  von rd.  $14 \text{ kg/cm}^2$ .

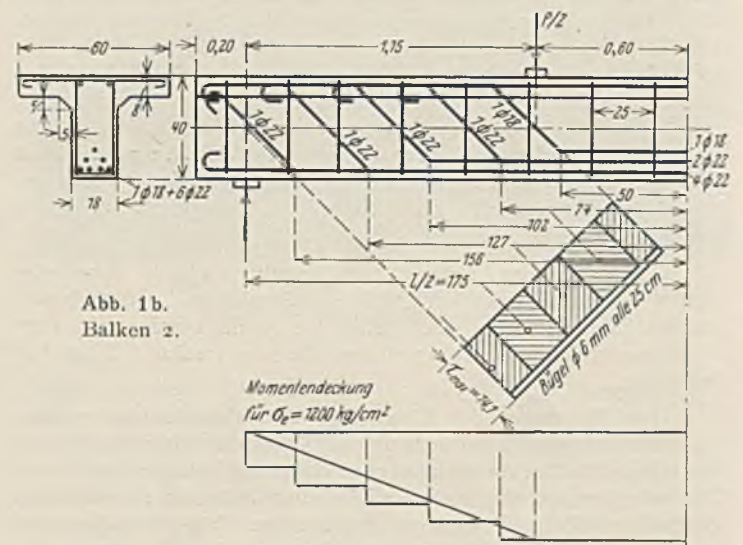
Verschieden war an den 5 T-Balken die Bewehrung.

Balken 1 (Abb. 1a) war in den Längseisen für die Biegemomente überdimensioniert. Das Verhältnis der Eisenquerschnitte der aufgebogenen Schrägeisen  $F_{e,s}$  zu  $F_e$  der Längseisen in der Mitte war  $\frac{F_{e,s}}{F_e} = 0,71$  (0,80, wenn die Bügel mit gerechnet werden). Das Gesamtgewicht der Bewehrung, das vorher ermittelt wurde, betrug 114,2 kg.

<sup>1)</sup> Meinem Assistenten, Herrn Dipl.-Ing. Treiber, der mit der Durchführung und Auswertung der Untersuchungen betraut war, möchte ich an dieser Stelle bestens danken.



Bei Balken 2 (Abb. 1b) wurde der Längseisenquerschnitt  $F_e$  in Balkenmitte so bemessen, daß mit der Erreichung der Streckgrenze der Bruch eintreten sollte. In der Nähe der Einzellast war



jedoch keine genügende Momentendeckung.  $\frac{F_{e,s}}{F_e}$  war 0,78 (0,90), das Gewicht der Eisenbewehrung 89,1 kg.



Balken 3 (Abb. 1c) hatte bei gleichem  $F_e$  wie Balken 2 durchwegs vollständige Momentendeckung.  $\frac{F_{e,s}}{F_e} = 0,74$  (0,86); das Gewicht der Bewehrung betrug 89,4 kg.

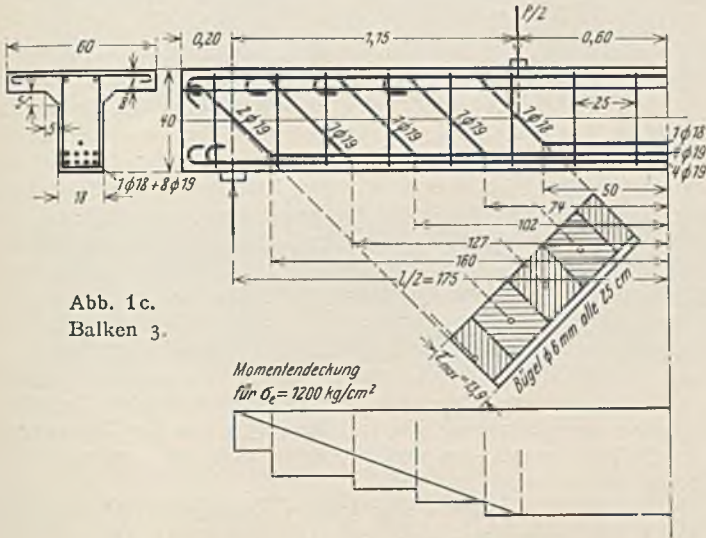


Abb. 1c.  
Balken 3.

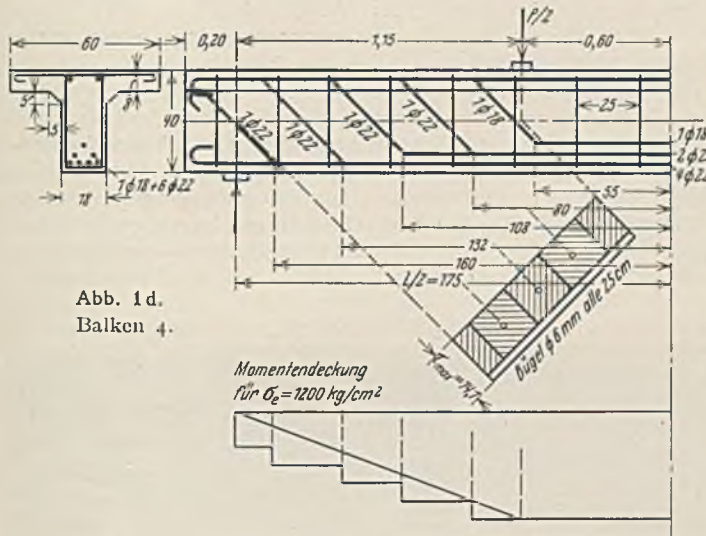


Abb. 1d.  
Balken 4.

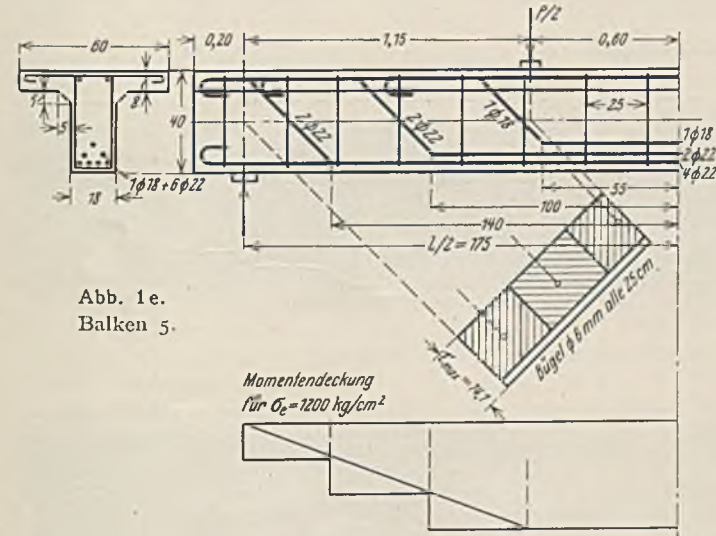


Abb. 1e.  
Balken 5.

Balken 4 (Abb. 1d) hatte bei vollständiger Momentendeckung eine zwischen Auflager und Einzellast gut verteilte Schrägbewehrung;  $\frac{F_{e,s}}{F_e} = 0,78$  (0,90) wie bei Balken 2. Das Eisengewicht war 89,8 kg.

Balken 5 (Abb. 1e) unterschied sich von Balken 4 nur durch eine anders verteilte Schrägbewehrung.  $\frac{F_{e,s}}{F_e} = 0,78$  (0,90). Das Gewicht der Eisen betrug 93,5 kg.

Alle fünf Balken waren mit 6 mm starken zweischnittigen Bügeln in Abständen von 25 cm versehen.

Was wurde beobachtet?

Die Balken wurden in Laststufen von rd. 1 t vor dem Auftreten der ersten Vertikalrisse, von da an in Stufen von 2 t bis zu den ersten Schrägrissen und schließlich in weiteren Laststufen von rd. 3 t allmählich bis zum Bruch belastet. Jeder Belastung folgte eine Entlastung auf eine der ersten Laststufen.

Die Beobachtungen erstreckten sich in erster Linie auf:

- a) die Belastung, bei der die ersten vertikalen Risse infolge der Biegemomente auftraten;
- b) die Belastung, bei der die ersten Schrägrisse zwischen Auflager und Einzellast auftraten und
- c) auf die Bruchlast und den Rißverlauf bis zum Bruch.

Zudem wurden an zwei Balken mit Hilfe von Spiegeln Längenänderungen in der Richtung der Schrägeisen gemessen und zur Ermittlung der dazugehörigen Spannungen in bekannter Weise durch Elastizitätsmessungen ergänzt.

Ergebnisse der Untersuchungen:

Nach Durchführung der Untersuchungen wurden bei allen fünf Balken die durch die Riß- und Bruchlasten entstehenden Spannungen im Beton und Eisen in der üblichen Weise berechnet.

Die Schub- bzw. größten Hauptzugspannungen  $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$ .

Die Spannungen in den Längseisen:  $\sigma_e = \frac{M}{F_e z}$ .

Die Spannungen in den Schrägeisen wurden mit Hilfe der in den Abbildungen 1a—c ersichtlichen Schubdiagramme  $\sigma_{e,s} = \frac{\text{Schubspannungsfläche}}{F_{e,s}}$  berechnet.

Außerdem wurde die größte Biegungsspannung  $\sigma_{b,z}$  beim Auftreten der ersten Vertikalrisse berechnet.

( $F_e$  ist der Längseisenquerschnitt;  $F_{e,s}$  der Querschnitt der der Schubspannungsfläche entsprechenden Schrägeisen:  $z = h - \frac{x}{3}$ ; M und Q sind die den Belastungen entsprechenden größten Biegemomente bzw. Querkräfte.)

Die Berechnungen wurden für gerissenen Betonquerschnitt mit  $n = 15$  ausgeführt. (Die Berechnung mit  $n = 10$  zeigt bekanntlich gegenüber  $n = 10$  ein zahlenmäßig etwas kleineres  $\sigma_{b,d}$  und  $\sigma_{b,z}$  und größeres  $\sigma_e$  und  $\sigma_{e,s}$ .)

Die Zusammenstellungen für Balken 1 bis 5 enthalten die charakteristischen Belastungsstadien entsprechenden Spannungen. In den Abbildungen 2a—c sind neben den Bewehrungen der Verlauf der Risse eingetragen. Hierbei bedeuten  $R_v$  den ersten Vertikalriß,  $R_s$  den ersten Schrägriß und  $R_b$  den Bruchriß.

Balken 1: (Die Klammerwerte sind mit  $n = 10$  gerechnet; sämtliche Spannungen sind in  $\text{kg/cm}^2$  ausgedrückt.)

Erster Biegeriß beobachtet bei  $P = 10,2 \text{ t}$

$\sigma_b = 49,6$     $\sigma_{b,z} = 24,7$     $\sigma_e = 681$   
(53,2)   (31,8)   (676)

$\tau_0 = 10,8$     $\sigma_{e,s} = 882$   
(10,5)   (857)

Erster Schrägriß beobachtet bei  $P = 16,9 \text{ t}$

$\sigma_b = 80,3$     $\sigma_e = 1038$     $\tau_0 = 17,3$     $\sigma_{e,s} = 1425$   
(85,9)   (1097)   (16,8)   (1386)

Bruchlast bei  $P = 46,6 \text{ t}$

$\sigma_b = 216$     $\sigma_e = 2950$     $\tau_0 = 46,2$     $\sigma_{e,s} = 3860$   
(230)   (2940)   (44,6)   (3725)

Balken 2:

Erster Biegeriß beobachtet bei  $P = 6,6$  t  
 $\sigma_b = 33,9$   $\sigma_{bz} = 18,9$   $\sigma_e = 589$   $\tau_0 = 7,0$   $\sigma_{es} = 565$   
 (37,2) (24,5) (582) (6,8) (558)

Erster Schrägriß beobachtet bei  $P = 14,6$  t  
 $\sigma_b = 71,1$   $\sigma_e = 1237$   $\tau_0 = 14,4$   $\sigma_{es} = 1188$   
 (78) (1220) (14,0) (1157)

Bruchlast bei  $P = 35,2$  t  
 $\sigma_b = 166$   $\sigma_e = 2900$   $\tau_0 = 33,6$   $\sigma_{es} = 2800$   
 (183) (2860) (32,6) (2720)

Balken 3:

Erster Biegeriß beobachtet bei  $P = 7,7$  t  
 $\sigma_b = 39,7$   $\sigma_{bz} = 22,6$   $\sigma_e = 691$   $\tau_0 = 8,1$   $\sigma_{es} = 797$

Erster Schrägriß beobachtet bei  $P = 14,6$  t  
 $\sigma_b = 72,4$   $\sigma_e = 1260$   $\tau_0 = 14,6$   $\sigma_{es} = 1460$

Bruchlast bei  $P = 42,7$  t  
 $\sigma_b = 205$   $\sigma_e = 3570$   $\tau_0 = 40,9$   $\sigma_{es} = 4150$

Balken 4:

Erster Biegeriß beobachtet bei  $P = 5,6$  t  
 $\sigma_b = 29,7$   $\sigma_{bz} = 16,4$   $\sigma_e = 510$   $\tau_0 = 6,3$   $\sigma_{es} = 505$

Erster Schrägriß beobachtet bei  $P = 14,6$  t  
 $\sigma_b = 71,1$   $\sigma_e = 1237$   $\tau_0 = 14,4$   $\sigma_{es} = 1188$

Bruchlast bei  $P = 41,9$  t  
 $\sigma_b = 197$   $\sigma_e = 3430$   $\tau_0 = 39,8$   $\sigma_{es} = 3320$

Balken 5:

Erster Biegeriß beobachtet bei  $P = 6,6$  t  
 $\sigma_b = 34,0$   $\sigma_{bz} = 18,9$   $\sigma_e = 590$   $\tau_0 = 7,0$   $\sigma_{es} = 477$

Erster Schrägriß beobachtet bei  $P = 12,4$  t  
 $\sigma_b = 60,7$   $\sigma_e = 1054$   $\tau_0 = 12,4$   $\sigma_{es} = 862$

Bruchlast bei  $P = 41,6$  t  
 $\sigma_b = 196$   $\sigma_e = 3400$   $\tau_0 = 39,5$   $\sigma_{es} = 2790$

Auswertung der Ergebnisse.

Als Ausgangs- und Vergleichsbalken wird Balken 4 gewählt. Dieser Balken ist so dimensioniert, daß bei einer Längseisenspannung von  $\sigma_e = 1200$  kg/cm<sup>2</sup>  $\tau_0$  mit rd. 14 kg/cm<sup>2</sup> errechnet wird. Dies entspricht einer Belastung von  $P = 14$  t.

Die Aufteilung der Schubspannungsfläche entsprechend der Lage der aufgebogenen Eisen unter Berücksichtigung der Bügel ergibt für die einzelnen Schrägeisen eine Beanspruchung  $\sigma_{es} = 1125$  kg/cm<sup>2</sup>; das Verhältnis  $\sigma_e/\sigma_{es} = 1,07$ . Der Balken entspricht somit in der Schubsicherung den deutschen Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1925.

Der Balken brach bei einer Belastung von 41,9 t außerhalb der beiden Lastangriffspunkte. Die Bruchrisse sind als Vertikalrisse bei einer Belastung von 12,4 bzw. 15,6 t an der Unterkante des Balkens entstanden und schrägten sich bei Laststeigerung gegen die Laststelle hin ab.

Die Bruchursache war letzten Endes die Überwindung der Streckgrenze der Längseisen. Die Schubbewehrung war der relativ stärkere Teil (Abb. 2 a).

Von Interesse sind die Rechnungsergebnisse in der Zusammenstellung für Balken 4. Die der Bruchlast entsprechenden größten Biegungsdruckspannungen  $\sigma_b$  erreichen in diesem Falle wie bei allen anderen Balken nicht die Druckfestigkeit. Als Bruchursache kommt diese nicht in Frage. Das errechnete  $\tau_0$  beträgt rd. 40 kg/cm<sup>2</sup>. Die entsprechenden  $\sigma_{es}$ -Spannungen in den Schrägeisen sind kleiner als die  $\sigma_e$ -Spannungen in den Längseisen. Die Ergebnisse der Berechnung bestätigen in diesem Falle die aus dem Verlauf der Rißbildung gefolgerte Bruchursache.

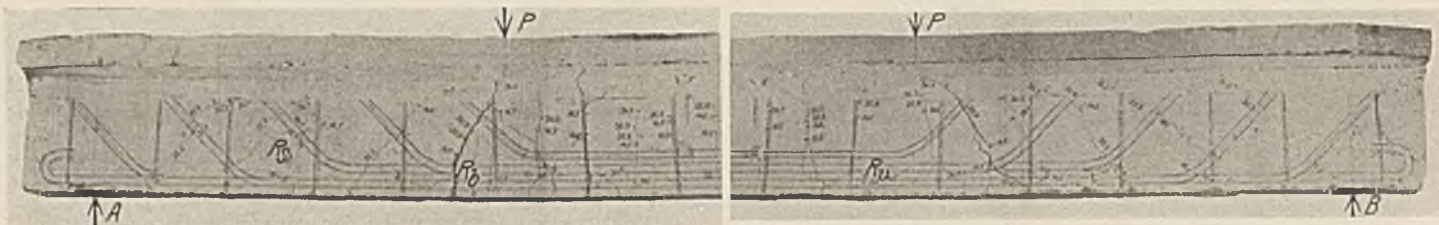


Abb. 2a. Bruchbild von Balken 4.

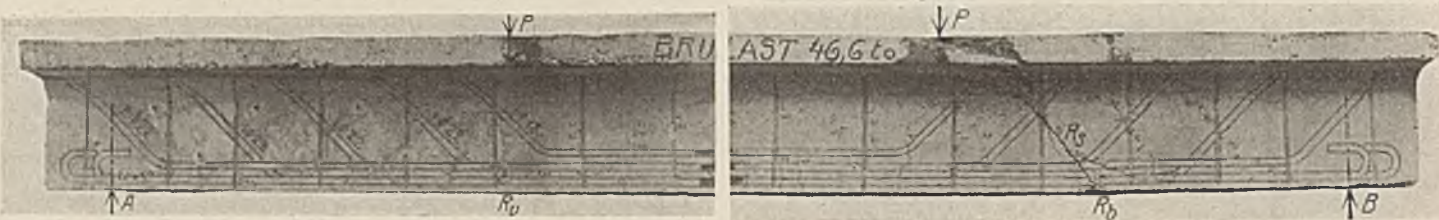


Abb. 2b. Bruchbild von Balken 1.



Abb. 2c. Bruchbild von Balken 3.

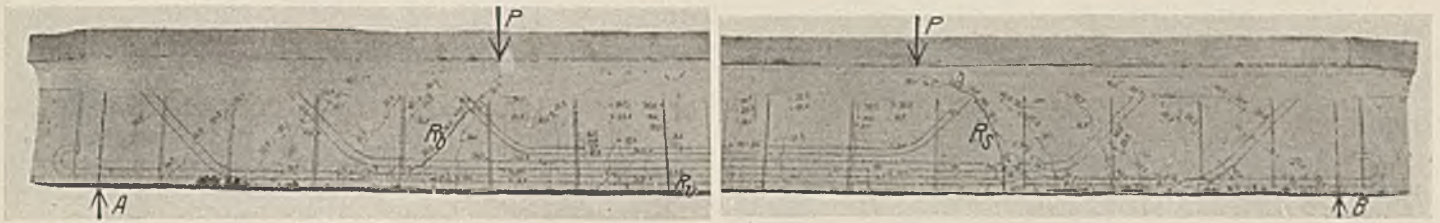


Abb. 2d. Bruchbild von Balken 5.

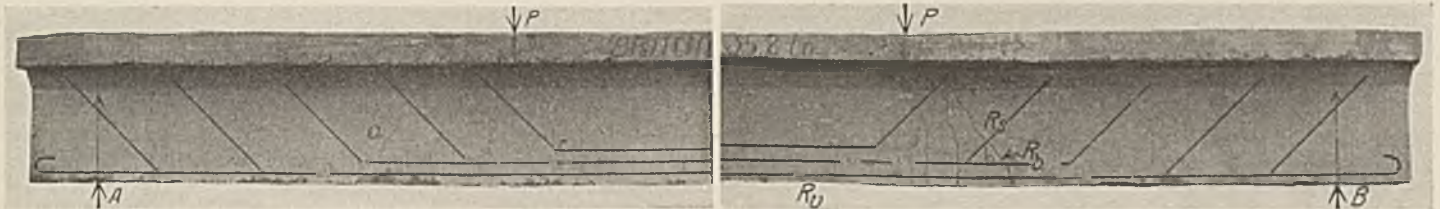


Abb. 2e. Bruchbild von Balken 2.

Zur Beantwortung der Frage, bei welcher Belastung die Schubbewehrung des Ausgangsbalkens zum Bruch führt, wurden bei Balken 1 zu den vorhandenen 6 Längseisen- $\varnothing$  22 mm, 2 Längseisen  $\varnothing$  22 mm zugelegt. Bei einer Schubspannung von rd.  $1,4 \text{ kg/cm}^2$  herrscht rechnerisch in den Längseisen die Spannung  $\sigma_e = 906 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\frac{\sigma_e}{\sigma_{e_s}}$  war  $0,76$ .

Der Balken war demnach gegen Biegemomente überdimensioniert; er versagte bei einer Höchstlast von  $46,6 \text{ t}$ . Die rechnerische Beanspruchung des von dem Bruchriß getroffenen Schrägeisens beträgt  $\sigma_{e_s} = 3620$  gegenüber  $\sigma_e = 2940 \text{ kg/cm}^2$ . Die Bruchursache ist einwandfrei nicht nur rechnerisch, sondern auch durch den Bruchriß, der als Schrägriß in der Höhe der Nulllinie bei  $P = 16,9 \text{ t}$  zuerst beobachtet wurde, festgestellt (Abb. 2 b). Daß die Schrägeisen beim Bruch die Streckgrenze erreichten, beweist Abb. 3, eine Aufnahme nach der Zerstörung des Balkens.

Bei Balken 3 wurde nunmehr das Verhältnis des Querschnitts der aufgebogenen Schrägeisen  $F_{e_s}$  zu dem der Längseisen  $F_e$  kleiner gehalten. Dieser Balken erhielt eine Längseisenbewehrung von  $8 \varnothing 19 \text{ mm} = 22,72 \text{ cm}^2$ , die nahezu gleich ist der bei Balken 4 mit  $22,8 \text{ cm}^2$ . Für eine Längseisen­spannung von  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  errechnet sich die Spannung für die einzelnen Schrägeisen zu  $\sigma_{e_s} = 1422 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\frac{\sigma_e}{\sigma_{e_s}}$  ist  $0,84$ ; er entspricht somit nicht den amtlichen Best. 1925. Der Balken brach unverkennbar trotz des verhältnismäßig kleineren Schrägeisenquerschnitts infolge Überwindung der Streckgrenze der Längseisen unterhalb und innerhalb der Lastangriffspunkte bei einer Belastung von  $42,7 \text{ t}$  (Abb. 2 c). Hier zeigt die nach den amtlichen Bestimmungen übliche Berechnung der Spannungen in den Schrägeisen bei der Bruchlast  $\sigma_{e_s} = 4240$  gegen  $\sigma_e = 3570 \text{ kg/cm}^2$ . Die Streckgrenze müßte demnach in den Schrägeisen rechnerisch schon längst überschritten sein; kein Schrägriß hat sich jedoch nennenswert geöffnet, während der zum Bruch führende Biegeriß sich weit öffnete. Daraus folgt, daß bei guter Verteilung der Schrägeisen die Verringerung der einzelnen Schrägeisenquerschnitte von  $3,8 \text{ cm}^2$  ( $\varnothing 22 \text{ mm}$ ) auf  $2,84 \text{ cm}^2$  ( $\varnothing 19 \text{ mm}$ ) auf die Bruchlast ohne Einfluß ist.

Daß die Verteilung der Schrägeisen ausschlaggebend ist, zeigt ein Vergleich von Balken 4 mit Balken 5. Der Balken 5 unterscheidet sich vom Ausgangsbalken 4 lediglich durch die Verteilung der Schrägeisen zwischen Auflager und Lastpunkt; sowohl  $F_e$  wie  $F_{e_s}$  sind gleich. Für die Längseisen­spannung  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  wird die rechnerische Beanspruchung in den in einer Ebene aufgebogenen Eisen  $\sigma_{e_s} = 992 \text{ kg/cm}^2$ . Das Verhältnis der beiden Spannungen  $\sigma_e/\sigma_{e_s}$  ist  $1,21$ . Bei Betrachtung der beiden Bruchbilder erkennt man folgendes:

Die Bruchrisse des Balkens 5 (Abb. 2 d) sind als Schrägriß-

risse bei  $P = 12,4$  bzw.  $30,3 \text{ t}$  entstanden, sie hatten in Nähe der Nulllinie die größte Weite und verlängerten sich nach oben und nach unten. In Nähe der Bruchlast vereinigten sie sich mit früher entstandenen Vertikalrissen. Der Balken versagte bei  $41,6 \text{ t}$ ; die Schrägeisen­spannung im Bruchstadium errechnet sich zu  $\sigma_{e_s} = 2820 \text{ kg/cm}^2$ , die Längseisen­spannung  $\sigma_e = 3400 \text{ kg/cm}^2$ .

Die schlechte Verteilung der Schrägeisen beeinflusste zwar nicht die Höhe der Bruchlast, aber die Bruchursache. Der Schrägriß führte, wie Abb. 2 d zeigt, dort zum Bruch, wo kein Schrägeisen vorhanden war. Im Vergleich mit dem Balken 3, bei dem der Schrägeisenquerschnitt  $F_{e_s}$  kleiner ist als bei Balken 5, zeigt sich, daß eine an Querschnitt geringere aber besser verteilte Schrägbewehrung imstande ist, den Bruch in den Bereich des größten Biegemomentes zu verlegen.

Bei gleichem Gesamtquerschnitt ist eine größere Anzahl schwacher Stäbe einer kleineren Zahl starker Stäbe vorzuziehen

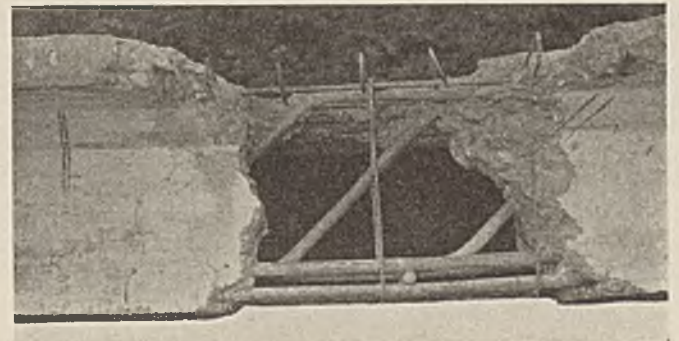


Abb. 3.

(vgl. Balken 3 und 4), weil die Forderung der Momentendeckung mit der notwendigen gleichmäßig guten Verteilung der Schrägeisen besser in Einklang zu bringen ist.

Welch gefährlichen Einfluß eine ungenügende Momentendeckung ausübt, zeigt das Bruchbild des Balkens 2 (Abb. 2 e). Dieser Balken ist genau so gebaut wie der Ausgangsbalken 4, nur ist das erste Schrägeisen  $\varnothing 22 \text{ mm}$  schon im Abstand  $74 \text{ cm}$  von der Balkenmitte aufgebogen, gegen  $80 \text{ cm}$  bei Balken 4. Die Bruchlast des Balkens 2 betrug nur  $35,2 \text{ t}$ ; er versagte infolge eines Biegerisses, der bei einem  $P = 7,7 \text{ t}$  am Knie des zu früh aufgebogenen Eisens entstand. Die Schubbewehrung konnte sich also nicht voll auswirken.

Die Wirkung einer guten Schubbewehrung vermag nicht den Fehler einer ungenügenden Momentendeckung bei den Längseisen gutzumachen. Der Bewehrung gegen die Biegemomente kommt eine viel größere Bedeutung zu, wie insbesondere der Vergleich der Ergebnisse von Balken 2 mit den anderen zeigt.

## Zusammenfassungen und Schlußfolgerungen.

Überblickt man die Ergebnisse der Untersuchungen an den 5 Balken, so kann man für die Beurteilung der Schubsicherung, die z. T. die Ergebnisse früherer Untersuchungen bestätigen, einige beachtliche Schlußfolgerungen ziehen.

1. Die Zusammenstellung, die nunmehr folgt, zeigt uns ein eigenartiges Bild, wenn man die Bruchursachen miteinander vergleicht. Zwei Balken 1 und 5 sind an Schrägbruch, drei Balken 2—4 an vertikalen Biegerissen zugrunde gegangen. Die Bruchlast und die im Bruchstadium in den Eiseneinlagen berechneten Spannungen (s. Zusammenstellung 1—5) bieten kein einwandfreies Bild für die Ursache der Erschöpfung der Tragfähigkeit.

| Balken Nr. | $F_{e_s}$ | $F_e$ | $\frac{F_{e_s}}{F_e}$ | $\frac{\sigma_e}{\sigma_{e_s}}$ | Bruchlast<br>P in t<br>( $\tau_0$ )<br>kg/cm <sup>2</sup> | Erster Schrägriß<br>P in t<br>( $\tau_0$ )<br>kg/cm <sup>2</sup> | Bruchursache           |
|------------|-----------|-------|-----------------------|---------------------------------|---|--|------------------------|
| 1          | 21,54     | 30,4  | 0,71                  | 0,76                            | 46,6<br>(44,6)  | 16,9<br>(16,8)   | Schrägriß              |
| 2          | 17,74     | 22,8  | 0,78                  | 1,07                            | 35,2<br>(32,6)  | 14,6<br>(14,4)   | Vertikaler<br>Biegeriß |
| 3          | 16,74     | 22,72 | 0,74                  | 0,84                            | 42,7<br>(40,9)  | 14,6<br>(14,6)   | Vertikaler<br>Biegeriß |
| 4          | 17,74     | 22,8  | 0,78                  | 1,07                            | 41,9<br>(39,8)  | 14,6<br>(14,4)   | Vertikaler<br>Biegeriß |
| 5          | 17,74     | 22,8  | 0,78                  | 1,21                            | 41,6<br>(39,5)  | 12,4<br>(12,4)   | Schrägriß              |

Der Versuch, Eisenbetonbalken so zu konstruieren, daß sie gegen Biegung und Schub gleiche Sicherheit bieten, muß daran scheitern, daß die Schubsicherung immer der stärkere Teil bleiben wird. Der Beweis hierfür ist nicht nur in den Ergebnissen der Balken 4 und 1 zu suchen, sondern insbesondere bei Balken 2, wo die ungenügende Momentendeckung weder die Schrägrißbildung noch die Wirkung der Schrägeisen zur Entfaltung kommen ließ.

Die größte Bruchlast von 46,6 t konnte bei Balken 1 ermittelt werden, wo die Längseisen an der Stelle der größten Biegemomente überdimensioniert waren. Hier konnten sich die Schrägeisen voll entfalten, und deshalb führte ein Schrägriß zum Bruch. Die Schrägeisen wurden bis zur Streckgrenze beansprucht, wie dies aus Abb. 3 unverkennbar hervorgeht.

Wo die Längseisen nicht über- oder unterdimensioniert sind wie in Balken 1 und 2, ändert sich die Bruchlast kaum. Der Bruch infolge Erweiterung eines Schrägrißes wie bei Balken 5 erfolgte nur, weil die Schrägeisenverteilung nicht günstig war.

2. Ein weit zuverlässigeres Mittel, die Bruchursachen zu erkennen, bietet das Studium von Ribbildung und Ribverlauf bis zum Bruch.

Aus den Zusammenstellungen 1—5 ergibt sich, daß das Auftreten der ersten Vertikalrisse infolge der Biegemomente immer eher festzustellen ist, als das Auftreten der Schrägriße.

Die ersten Schrägriße entstanden bei allen fünf Balken nahezu bei den gleichen errechneten  $\tau_0$ -Spannungen zwischen 12,4 und 16,8 kg/cm<sup>2</sup> (im Durchschnitt etwa 14,5 kg/cm<sup>2</sup>), ein Wert, der sehr gut mit der reinen Zugfestigkeit des Betons übereinstimmt, die an besonderen Betonzyklindern ermittelt wurde.

An einigen Balken wurden in der Richtung der Schrägeisen die Längenänderungen gemessen, die der Beton in der Richtung unter 45° gegen die Nulllinie mit zunehmender Belastung aufzunehmen vermag. Parallel hierzu wurden an Betonzugkörpern Elastizitätsmessungen ausgeführt. Bei Balken 1, wo der Verlauf der Schrägrißbildung durch den Verlauf der vertikalen Risse nicht gestört wurde, wurden die ersten Schrägriße bei einer Belastung von 16,9 t (bei den anderen Balken zwischen 12,4 und 14,6 t) beobachtet, bei der mit Hilfe der Messungen  $\tau_{0\max} = 17,2$  kg/cm<sup>2</sup> ermittelt wurde. Die Zugfestigkeit des gleichen Betons, aus Zylindern bestimmt, betrug 15,7 kg/cm<sup>2</sup>. Dagegen wurden die ersten Vertikalrisse bei Balken 1 bei einer Belastung von 10,2 t, bei den anderen Balken zwischen 5,6 bis 7,7 t beobachtet, also in allen Fällen viel früher als die Schrägriße.

3. Bekanntlich werden die Eiseneinlagen erst dann wirksam, wenn Risse aufgetreten sind. Es folgt daher aus dem unter 2. Gesagten, daß die Schrägeisen immer erst später zur Wirkung kommen müssen als die Längseisen.

Die Schubsicherung hat die Aufgabe, der Erweiterung der auftretenden Schrägriße entgegenzuwirken. Da mit Schrägrißen überall dort zu rechnen ist, wo sehr große Hauptzugspannungen auftreten, also in allen Querschnitten mit einem größeren  $\tau_{0zul}$ , so ergibt sich daraus die Notwendigkeit, die Schrägeisen (evtl. auch die Bügel) so zu verteilen, daß die Sicherung gegen die auftretenden Schrägriße tatsächlich erfolgt. Es müssen daher in jedem Vertikalschnitt mindestens ein, besser zwei Schrägeisenquerschnitte getroffen werden.

Die Verteilung der Schrägeisen auf die Länge des Balkens, innerhalb der Schrägriße zu erwarten sind, ist weit wesentlicher als die Größe des Querschnitts der Schubsicherung. (Vgl. Balken 4 und 5.)

4. Die allgemein übliche Berechnung der Spannungen  $\sigma_{e_s}$  in der Schrägbewehrung kann im Bruchzustande keinesfalls befriedigen. Wie aus den Zusammenstellungen 1—5 zu ersehen ist, ergibt die Berechnung bei gut verteilter Schubsicherung viel höhere Spannungen, als sie tatsächlich sein können. Charakteristisch in dieser Beziehung ist der Balken 3, bei dem  $\sigma_{e_s}$  mit 4240 kg/cm<sup>2</sup> errechnet wurde, obgleich das Bruchbild und die Berechnung von  $\sigma_e$  einwandfrei beweisen, daß die Schrägeisen die Streckgrenze nicht erreicht haben können. Das Ergebnis ist leicht zu verstehen, wenn man erkennt, daß die Berechnungsgrundlagen für die Schrägeisen im Bruchzustande von Voraussetzungen ausgehen, die nur in den Belastungsstadien weit unter der Bruchlast einigermaßen zutreffen.

5. Die ersten Schrägriße wurden für alle fünf Balken bei  $\tau_0 \approx 15$  kg/cm<sup>2</sup> errechnet; daraus ergibt sich, wenn man die Riblast dem Sicherheitsgrad zugrunde legt, ein Maß für die zulässigen  $\tau_0$ -Spannungen. In unserem Falle wurden die ersten Schrägriße bei 28 Tage altem Beton bei  $\tau_0 = \text{rd. } 15$  kg/cm<sup>2</sup> beobachtet; bei dreifacher Sicherheit ergibt sich daraus ein  $\tau_{0zul}$  von 5 kg/cm<sup>2</sup>. Diese Sicherheit anzunehmen, ist berechtigt, weil ja mit zunehmendem Alter die Festigkeit des Betons noch weiter zunimmt. Wenn für Bauausführungen kleinere Festigkeiten vorausgesetzt werden, so wird man selbst bei größter Vorsicht wie bisher mit  $\tau_{0zul} = 4$  kg/cm<sup>2</sup> rechnen können.

Die Schubsicherung auch auf die Querschnitte der Träger auszudehnen, wo  $\tau_0$  kleiner als 4 kg/cm<sup>2</sup> ist, ist unberechtigt, weil dort keine Schrägriße zu erwarten sind und weder bei diesen noch bei früheren Untersuchungen beobachtet wurden.

## DIE SCHUBSICHERUNG IN DEN DEUTSCHEN EISENBETONBESTIMMUNGEN.

Vom Geheimen Baurat, o. Prof. Karl Hager, München.

Übersicht. Es wird an der Hand der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton veröffentlichten Versuche gezeigt, daß die im Entwurf der neuen Bestimmungen vorgesehene Verschärfung der Vorschrift über Schubstärkung nicht nötig und sogar schädlich ist und man zur Vorschrift vom Jahre 1915 zurückkehren sollte.

In Heft 48 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (1921) sind die Ergebnisse der Versuche mit Eisenbetonplattenbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrungen gegen Schubkräfte veröffentlicht. Es handelt sich dabei um den Vergleich von fünf Plattenbalken mit nahezu gleichförmig verteilter Belastung für 5,40 m Stützweite. Die Balken hatten eine Länge von 6,20 m, eine Plattenbreite  $b = 1,20$  m, eine Stegbreite  $b_0 = 0,250$  m, eine Höhe  $d_0 = 0,70$  m. Die Bewehrung bestand aus geraden Zugseisen, aufgebogenen Eisen und Bügeln. In der Tabelle 1 sind die Bewehrungen sowie die Versuchsergebnisse zusammengestellt, wobei mit  $\sigma_{es}$  die Spannung der aufgebogenen Eisen bezeichnet ist, wenn die geraden Eisen die Spannung  $\sigma_c$  haben. Siehe Tabelle 1.

Aus diesen Versuchsergebnissen ziehen die Verfasser Bach und Graf folgende Schlüsse. Heft 48, Seite 8, sagen sie hinsichtlich den Rißlasten:

„Ausgeprägte Unterschiede, die auf die Bauart der Balken zurückzuführen wären, sind nicht aufgetreten.“

Auf Seite 10 schreiben die Verfasser über die Bruchlasten: „... daß bei Balken 1026 und 1025 die Widerstandsfähigkeit der Eisen in der Zugzone der Balkenmitte maßgebend war; die Stärke der aufgebogenen Eisen erwies sich also nicht allein bei Balken 1026, sondern auch bei Balken 1025 als genügend. Nach den weiteren Feststellungen unter Ziffer 2 erscheint die Bewehrung in den äußeren Teilen des Balkens 1025 eben noch ausreichend, um dort Zerstörungen hintanzuhalten.“

Man hätte nach diesen Versuchen und ihren Vorgängern erwarten dürfen, daß die Frage der Schubbewehrung genügend geklärt wäre und daß man in Eisenbetonbestimmungen mit hinreichender Sicherheit etwa ein Verhältnis von  $\sigma_{es} : \sigma_c = 1,5$  hätte vorschreiben können.

Die Verfasser des Heftes 48 sind aber noch vorsichtiger und sagen auf Seite 14: „... daß die amtlichen Bestimmungen (gemeint sind die vom Jahre 1915), angewendet auf den Bruchzustand, die Anstrengung der aufgebogenen Eisen viel zu groß liefern.“ Sie erkennen ferner, daß die Wirkungsweise der aufgebogenen Eisen nach weitgehender Rißbildung eine wesentlich andere ist als vorher. Um die Genauigkeit des amtlichen Rechnungsverfahrens zu prüfen, empfehlen sie weitere Versuche, um „die Anstrengung der aufgebogenen Eisen unter der höchstens für zulässig erachteten Belastung festzustellen.“

Damit zeigen die Verfasser, daß sie bei der Beurteilung der Tragfähigkeit nicht vom Bruchzustand allein ausgehen wollen, bei dem ein ganz anders geartetes Versuchsstück zugrunde liegt, als bei der zulässigen Last. Dieser Unterschied macht sich beim Vergleich der unter der Bruchlast errechneten Werte  $\sigma_{es}$  untereinander und mit der Streckgrenze der Eisen deutlich geltend.

Weitere Versuche zur Prüfung der Schubbewehrung sind gefolgt, aber die  $\sigma_{es}$  unter der zulässigen Last sind vom Deutschen Ausschuß nicht gemessen worden, wie in Heft 48 empfohlen war.

Obwohl nun die Versuche des Heftes 48 vorlagen, wurden in den Deutschen Bestimmungen vom Jahre 1925 hinsichtlich der Bewehrung zur Aufnahme der Schubkräfte bekanntlich wesentlich schärfere Vorschriften erlassen als in dem Jahre 1915.

Im Jahre 1915 lautete der einschlägige Satz in § 17 Ziffer 3: „Sodann sind die Anordnungen zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von  $4 \text{ kg/cm}^2$  überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch Bügel oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.“

In den Bestimmungen vom Jahre 1925 lautet die Vorschrift

in § 18 Ziffer 4: „Ist die größte Schubspannung über  $4$  (Handelszement) bzw.  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  (hochwertiger Zement), so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides zusammen aufzunehmen.“

Diese verschärfte Vorschrift, die nach der Anschauung vieler Ingenieure weder durch die vorliegenden Versuchsergebnisse und noch weniger durch die Beobachtung an fertigen Bauwerken oder Eisenbetonunfällen gestützt werden konnte, führte zu einem ausgedehnten Meinungsaustausch in der Fachpresse jedoch zunächst ohne Erfolg.

Vergleicht man nun hinsichtlich dieser Vorschrift die Eisenbetonbestimmungen anderer Länder (vergl. Handbuch für Eisenbeton IX. Bd. von Lorenz-Meyer), so scheinen nur Polen (1923) und Belgien (1923) ähnlich strenge Vorschriften zu haben, während Österreich (1927), Schweiz (1915), Holland (1918), Dänemark (1921), Schweden (1924), Norwegen (1926), England (London) (1915), Italien (1927), Frankreich (1906), Vereinigte Staaten (1924), Kanada (Toronto) (1923) entweder ähnlich unserer Vorschrift vom Jahre 1915 oder sogar noch nach den preuß. Bestimmungen von 1907 die Angelegenheit geregelt haben.

Unter diesen Verhältnissen hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton der Schubbewehrung der Balken doch weiter seine Aufmerksamkeit geschenkt und hat zunächst die einschlägigen amerikanischen Versuche in Heft 61 von Graf der deutschen Technik allgemein zugänglich gemacht, dann aber auch weitere Versuche an eingespannten Balken in Stuttgart durchführen lassen, welche in Heft 58 veröffentlicht sind.

Es seien zunächst die letzteren in einer Zusammenstellung (Tabelle 2), ähnlich wie oben, betrachtet.

Es wurden 4 Plattenbalken nach Abb. 1 belastet. Der Bruch, durch die Schubkräfte hervorgerufen, wurde links der Wute in der Nähe des Momentennullpunktes erwartet. (Siehe Tabelle 2.)

Der Versuch zeigt, daß die Schubstärkung des Balkens 1115 so groß war, daß der Bruch in der Zugzone eintreten konnte ohne Zerstörung durch schiefe Risse. Er beweist aber nicht, daß diese Schubstärkung nötig war um die Rechnungslast mit der erforderlichen Sicherheit zu tragen, da sich die Bruchlasten der Balken 1115 u. 1116 nur um 6% unterscheiden. Wirtschaftlich ist zu beachten, daß für die sogenannte volle Schubstärkung 42 Eisenbiegungen nötig waren gegenüber 23 bei Balken Nr. 1116. Auch hier zeigen die für den Bruch berechneten  $\sigma_{es}$  bei den Balken, die nicht volle Schubstärkung haben, Werte, die weit über der Streckgrenze der Eisen liegen, so daß bis zum Bruch noch andere Faktoren den Schubwiderstand geleistet haben müssen.

Vergleicht man die Versuchsergebnisse Heft 58 für kontinuierliche Balken mit denen von Heft 48 für die Balken auf zwei Stützen, so findet man für beide dasselbe: Die sogenannte halbe Schubbewehrung (Nr. 1025 u. Nr. 1116) scheint eben noch ausreichend, um ungefähr die gleiche Sicherheit gegen Bruch durch schiefe Schubriß oder durch Riß in der Zugzone zu bieten.

Während in den beiden Heften 48 u. 58 die Betonfestigkeit nicht veränderlich war, so daß ihr Einfluß nicht festgestellt werden konnte, geben die amerikanischen Versuche über die Bewehrung gegen Schubkräfte, welche in Heft 61 des Deutschen Ausschuß für Eisenbeton veröffentlicht sind, wenigstens teilweise über den Einfluß der Betonfestigkeit auf den Widerstand der Balken gegen Schubkräfte Aufschluß.

In den Versuchen von Slater, Lord u. Zippodt (1918 u. 1919) wurden I-förmige Balken von 2,896 m Stützweite und 0,914 m Höhe mit einer Einzellast P in der Mitte belastet. Aus diesen

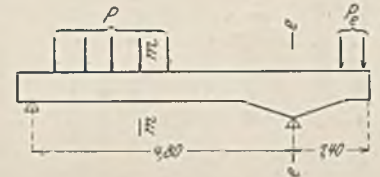


Abb. 1.

Tabelle 1.

| Balken   | Zugbewehrung             |                       | Bügel<br>in der<br>Mitte | Aufge-<br>bogene<br>Eisen | Rechnungs-<br>spannungen |                     | Rißlasten        |            | Bruchlast<br>kg | Unter der<br>Bruchlast<br>berechnet<br>$\sigma_{es}$ | Streckgrenze<br>der<br>Schrägisen | Beton-<br>druck-<br>festigkeit<br>nach<br>45 Tagen | Bruch-<br>ursache |
|----------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------|------------------|------------|-----------------|--|-----------------------------------|--|-------------------|
|          | Durchmesser              | $F_e$ cm <sup>2</sup> |                          |                           | $\sigma_e$               | $\sigma_{es}$       | noch kein<br>Riß | erster Riß |                 |  |                                   |  |                   |
| Nr. 1024 | 8 Ø 25                   | 37,36                 | keine                    | keine                     | 1000                     | —                   | 16 000           | 18 000     | 48 800          | —  | —                                 |  | schiefer Riß      |
| Nr. 1026 | 8 Ø 25                   | 37,30                 | 12 Ø 7                   | 5 Ø 25                    | 1000                     | 1000                | 16 000           | 18 000     | 119 000         | 3 750  | 2141—2385                         |  | Mittelriß         |
| Nr. 1025 | 4 Ø 29 + 5 Ø 18          | 36,96                 | 6 Ø 7                    | 5 Ø 18                    | 1000                     | 2000                | 18 000           | 20 000     | 120 000         | 7 304  | 2299—2327                         | 282  | Mittelriß         |
| Nr. 1031 | 3 Ø 29 + 2 Ø 25 + 5 Ø 15 | 36,30                 | 6 Ø 7                    | 5 Ø 15                    | 1000                     | 2800                | 18 000           | 20 000     | 96 000          | 8 362  | 2503—2765                         |  | schiefer Riß      |
| Nr. 1032 | 8 Ø 25                   | 37,85                 | keine                    | 2 Ø 25                    | 1000                     | (Beton*<br>7 = 4,5) | 16 000           | 18 000     | 92 000          | (der schiefe<br>Riß traf<br>kein Eisen)              | 2141—2385                         |  | schiefer Riß      |

\* Der Balken war nach den Bestimmungen vom Jahre 1907 konstruiert.

Tabelle 2.

| Balken   | Quer-<br>schnitt | Steg-<br>breite<br>$b_0$ | Steg-<br>breite<br>$b$ | Höhe<br>$d_0$ | Plat-<br>ten<br>stärke<br>$d$ | $F_e$ | $F_e'$ | Ge-<br>wichte<br>der ein-<br>betonier-<br>ten Eisen<br>Haken<br>kg | Zahl der<br>Eisen-<br>biegun-<br>gen ohne<br>Haken | Rechnungs-<br>span-<br>nungen |               | Rißlasten         |        | $P_m$ kg | $P_s$ kg | $P_m$ kg | $P_s$ kg | Bruch-<br>last<br>$P_m$ | Eisen-<br>spannung<br>beim Bruch<br>$\sigma_e$ | $\sigma_{es}$           | Streck-<br>grenze<br>der Eisen | Betondruck-<br>festigkeit<br>$k$ | Bruchursache                  |
|----------|------------------|--------------------------|------------------------|---------------|-------------------------------|-------|--------|--|--|-------------------------------|---------------|-------------------|--------|----------|----------|----------|----------|-------------------------|--|-------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
|          |                  |                          |                        |               |                               |       |        |  |  | $\sigma_e$                    | $\sigma_{es}$ | Riß im<br>Zuggurt | schief |          |          |          |          |                         |  |                         |                                |                                  |                               |
| Nr. 1076 | m—m              | 0,183                    | 0,650                  | 0,50          | 0,10                          | 17,8  | —      | 183,9  | 25   | 800                           | 2000          | 8 600             | 30 000 | 3,5      | 3320     | 4200     | 50 000   | 2942—3230               | nach<br>43 Tagen<br>204                        |                         |                                | schiefer<br>Schubriß             |                               |
|          | e—e              | 0,222                    | „                      | 0,80          | „                             | 24,2  | 17,3   | „  | „  | 11 000                        | 50 000        | 2,2               | 50 000 | 2,2      | 2260     | 6900     | „        | „                       | 2687—2890                                      | nach<br>76 Tagen<br>243 |                                |                                  | „                             |
| Nr. 1107 | m—m              | 0,162                    | „                      | 0,50          | 0,99                          | 17,0  | —      | 150,1  | 35   | 1000                          | 2000          | 7 000             | 32 500 | 4,6      | 2770     | 4000     | 42 500   | 2520                    | 5300   | 2592—3082               |                                |                                  | Zugriß<br>in Balken-<br>mitte |
|          | e—e              | 0,302                    | „                      | 0,70          | „                             | 21,5  | 9,22   | „  | „  | 1000                          | 1000          | 13 500            | 42 500 | 3,2      | 2520     | 5300     | „        | „                       | 2592—3082                                      | nach<br>50 Tagen<br>195 |                                |                                  | „                             |
| Nr. 1115 | m—m              | 0,166                    | „                      | 0,50          | 0,101                         | 16,6  | —      | 146,8  | 42   | 1000                          | 1000          | 4 000             | 40 000 | 10       | 3310     | 2600     | 50 000   | 2830                    | 3300   | 2824—3942               |                                |                                  | schiefer<br>Schubriß          |
|          | e—e              | 0,305                    | „                      | 0,70          | „                             | 22,6  | 5,11   | „  | „  | 1000                          | 2000          | 8 000             | 50 000 | 6,2      | 2830     | 3300     | „        | „                       | 2824—3942                                      | nach<br>58 Tagen<br>207 |                                |                                  | „                             |
| Nr. 1116 | m—m              | 0,164                    | „                      | 0,50          | 0,102                         | 16,4  | —      | 143,1  | 23   | 1000                          | 2000          | 6 250             | 40 000 | 6,4      | 3070     | 5100     | 47 000   | 2770                    | 6100   | 2824—3942               |                                |                                  | schiefer<br>Schubriß          |
|          | e—e              | 0,306                    | „                      | 0,70          | „                             | 21,2  | 5,08   | „  | „  | 1000                          | 2000          | 8 000             | 47 000 | 6,0      | 2770     | 6100     | „        | „                       | 2824—3942                                      | nach<br>58 Tagen<br>207 |                                |                                  | „                             |

I. Ohne Schubbewehrung.

Tabelle 3. Gleiche Stegbreiten  $b_0$ , verschiedene Betonfestigkeiten  $k$ .

| 1           | 2                         | 3                         | 4                    | 5                       | 6                   |
|-------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------|
| $b_0$<br>mm | $k$<br>kg/cm <sup>2</sup> | Anwachsen<br>von $k$<br>% | Bruchlast<br>P<br>kg | Anwachsen<br>von P<br>% | Verhältnis<br>5 : 3 |
| 70          | 110                       |                           | 33 550               |                         | 0,364               |
| 69          | 345                       | 214                       | 70 300               | 114                     |                     |
| 79          | 287                       |                           | 68 050               |                         | 0,584               |
| 81          | 378                       | 31,7                      | 80 650               | 18,5                    |                     |
| 146         | 257                       |                           | 91 150               |                         | 0,43                |
| 154         | 434                       | 30,0                      | 102 750              | 12,8                    |                     |
| 216         | 285                       |                           | 107 950              |                         | -0,029              |
| 217         | 425                       | 49,0                      | 105 700              | -1,4                    |                     |

Tabelle 4. Gleiche Betonfestigkeiten  $k$ , verschiedene Stegbreiten  $b_0$ .

| 1                         | 2           | 3                           | 4                    | 5                       | 6                   | 7                        |
|---------------------------|-------------|-----------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|
| $k$<br>kg/cm <sup>2</sup> | $b_0$<br>mm | Anwachsen<br>von $b_0$<br>% | Bruchlast<br>P<br>kg | Anwachsen<br>von P<br>% | Verhältnis<br>5 : 3 | $F_e$<br>cm <sup>2</sup> |
| 287                       | 79          |                             | 68 050               |                         |                     | 63,1                     |
| 257                       | 146         | 85                          | 91 150               | 34                      | 0,40                | 78,9                     |
| 285                       | 216         | 48                          | 107 950              | 18,4                    | 0,38                | 94,7                     |
| 378                       | 81          |                             | 80 650               |                         |                     | 63,1                     |
| 434                       | 154         | 90                          | 102 750              | 27,4                    | 0,30                | 78,9                     |
| 425                       | 217         | 41                          | 105 700              | 2,9                     | 0,07                | 94,7                     |

II. Mit senkrechten Bügeln.

Tabelle 5. Gleiche  $b_0$  und gleiche  $F_v$ , verschiedene  $k$ .

| 1           | 2                         | 3                         | 4                    | 5                       | 6                   | 7                        |
|-------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|
| $b_0$<br>mm | $k$<br>kg/cm <sup>2</sup> | Anwachsen<br>von $k$<br>% | Bruchlast<br>P<br>kg | Anwachsen<br>von P<br>% | Verhältnis<br>5 : 3 | $F_v$<br>cm <sup>2</sup> |
| 65          | 153                       |                           | 60 100               |                         | 0,595               | 39,8                     |
| 67          | 320                       | 109                       | 98 900               | 65,5                    |                     | 39,8                     |
| 144         | 292                       |                           | 160 700              |                         | 0,13                | 17,8                     |
| 151         | 402                       | 38                        | 178 850              | 5,0                     |                     | 17,8                     |
| 208         | 281                       |                           | 193 450              |                         | 0,029               | 17,8                     |
| 212         | 401                       | 42                        | 195 750              | 1,2                     |                     | 17,8                     |

Tabelle 6. Gleiche  $b_0$  und gleiche  $k$ , verschiedene  $F_v$ .

| 1           | 2                         | 3              | 4                       | 5                        | 6                           | 7                   |
|-------------|---------------------------|----------------|-------------------------|--------------------------|-----------------------------|---------------------|
| $b_0$<br>mm | $k$<br>kg/cm <sup>2</sup> | Bruchlast<br>% | Anwachsen<br>von P<br>% | $F_v$<br>cm <sup>2</sup> | Anwachsen<br>von $F_v$<br>% | Verhältnis<br>4 : 6 |
| 80          | 390                       |                |                         | 17,8                     |                             | 0,20                |
| 77          | 401                       | 130 750        | 11,6                    | 27,9                     | 57%                         | 0,11                |
| 84          | 418                       | 145 950        | 5,3                     | 39,8                     | 47%                         |                     |
| 212         | 401                       | 153 700        |                         |                          |                             |                     |
| 212         | (259)                     | 195 750        | 11,6                    | 17,8                     | 57%                         | 0,20                |
| 217         | 420                       | 218 350        | 8,0                     | 27,9                     | 47%                         | 0,17                |
|             |                           | 235 750        |                         | 39,8                     |                             |                     |

Tabelle 7.  $l_1 = 0,457$ .

| 1      | 2                   | 3                   | 4                 | 5                      | 6                   | 7                                | 8                                 | 9                       | 10  | 11   | 12                                    | 13                            |
|--------|---------------------|---------------------|-------------------|------------------------|---------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|---|--|---------------------------------------|-------------------------------|
| Balken | $F_e$               | $F_e$               | Aufgebogene Eisen | Beton-<br>druckf.<br>k | Bruch-<br>last<br>P | Bei der Bruch-<br>last berechnet | Berechnet<br>für P =<br>13 600 kg | Gemessen bei P = 13 600 | im horizontal.<br>Teil der Zug-<br>eisen $\sigma_e$ , nahe<br>der Mitte | im schrägen Teil der aufgebogenen<br>Eisen an den Abbiegestellen $\sigma_{es}^*$ | Größtes<br>Ver-<br>hältnis<br>11 : 10 | Bruch                         |
|        | $\emptyset$         | $\emptyset$         | Zahl              | kg/cm <sup>2</sup>     | kg                  | $\sigma_e$                       | $\sigma_{es}$                     | 1                       | 2   | 3  | 4                                     | in Balkenmitte,<br>in Zugzone |
| 16 B4  | 18 $\emptyset$ 22,2 | 18 $\emptyset$ 15,9 | 8                 | 15,9                   | 18 850              | 2010                             | 1820                              | 440                     | 820   | 840  | 460                                   | 0,46                          |
| 16 B5  | 5 $\emptyset$ 22,2  | 5 $\emptyset$ 15,9  | 4                 | 22,2                   | 18 800              | 2060                             | 1870                              | 770                     | 650   | 1010   | 560                                   | 0,54                          |
| 16 B9  | 5 $\emptyset$ 22,2  | 5 $\emptyset$ 15,9  | 4                 | 22,2                   | 19 060              | 2090                             | 1870                              | 580                     | 670   | 1140   | 1180                                  | 0,63                          |
| 16 B17 | 5 $\emptyset$ 22,2  | 5 $\emptyset$ 15,9  | 2 x 2             | 22,2                   | 17 350              | 2770                             | 1890                              | 730                     | 1010  |  |                                       | 0,53                          |
| 16 B19 | 5 $\emptyset$ 22,2  | 5 $\emptyset$ 15,9  | 2 x 2             | 22,2                   | 17 100              | 2730                             | 1890                              | 490                     | 770   |  |                                       | 0,41                          |
|        |                     |                     |                   |                        |                     |                                  |                                   |                         |   |  |                                       | Mittel                        |
|        |                     |                     |                   |                        |                     |                                  |                                   |                         |   |  |                                       | 0,52                          |

\* Die Abbiegestellen der aufgebogenen Eisen sind von der Mitte nach dem Auflager zu gezählt.

Versuchen kann man bestehende Tabellen zusammenstellen, wobei mit  $F_v$  die Summe der Bügelquerschnitte vom Auflager bis zur Mittellast bezeichnet ist.

Aus den Tabellen 3 u. 4 kann man ersehen, daß die Verbesserung der Druckfestigkeit an Einfluß auf die Erhöhung des Schubwiderstandes mit wachsender Stegbreite  $b_0$  verliert. Die Tabelle 5 zeigt auch für Balken mit Bügelbewehrung dieselbe Erscheinung. Diese amerikanischen Versuche zeigen also deutlich die große Bedeutung der Stegbreite, der aber in den deutschen Vorschriften seither noch nicht die nötige Aufmerksamkeit gewidmet worden ist.

Aus der Tabelle 6 kann man schließen, daß das Anwachsen des Schubwiderstandes auch dem Anwachsen des Bügelquerschnittes nicht proportional ist. Aber bei diesen Versuchen muß man



Abb 2.

die ungewöhnlich hohen Betonfestigkeiten berücksichtigen, welche natürlich auch einen wesentlichen Beitrag zur Erhöhung des Schubwiderstandes leisten.

Die Versuche reizen nun einmal, graphisch darzustellen, wie sich der Schubwiderstand unter dem Einfluß der drei Größen  $b_0$ ,  $F_0$  und  $k$  geändert hat. In Abb. 2 ist daher die Bruchlast als Funktion der Produkte  $b_0 \cdot F_0$ ,  $b_0 \cdot k$ ,  $b_0 \cdot F_0 \cdot k$  gezeichnet.

Man sieht, daß diese 3 Kurven für die größten Werte von  $P$  geradlinig verlaufen, und kann daraus auch schließen, daß

die drei Größen in gleicher Weise an der Erhöhung des Schubwiderstandes beteiligt sind.

Die oben schon in Heft 48 noch vermifften unmittelbaren Messungen der Anstrengung in den aufgebogenen Eisen findet man bei den amerikanischen Versuchen von Richart. Leider wurden diese Messungen nur an Balken von rechteckigem Querschnitt gemacht. Richart benutzt Balken von 2,895 m Stützweite und ungefähr 0,206 m Breite bei 0,257 m Höhe, welche mit zwei Einzellasten  $\frac{P}{2}$  im Abstände von  $l_1 = 0,457$  oder  $l_2 = 1,067$  m belastet sind. Aus dem ziemlich umfangreichen Zahlenmaterial sei in der folgenden Tabelle 7 nur eine kleine Auswahl gebracht, wobei nur Balken mit Schrägeisen unter  $45^\circ$  und mit Rundeisenbewehrung berücksichtigt wurden.

Die Versuchsergebnisse der Tabelle 7 lassen erkennen, daß an den Grenzen der zulässigen Spannungen die aufgebogenen Eisen ungefähr die Hälfte ihres Rechnungswertes aufnehmen. Im allgemeinen scheinen aber auch bei gleichbleibender Vertikal-

kraft die Anstrengungen der Schrägeisen gegen das Auflager hin zuzunehmen.

Auffällig ist die Übereinstimmung in der gemessenen Anstrengung der Schrägeisen unter der zulässigen Last zu ungefähr der Hälfte des berechneten Wertes mit dem Verhalten der Balken Nr. 1025 und Nr. 1116, welche mit sogenannter halber Schubbewehrung versehen sind.

Trotzdem nun durch vorliegende Versuche feststeht, daß

1. die gemessene Anstrengung der abgebogenen Eisen unter der zulässigen Last nur ungefähr 0,41 bis 0,63 der berechneten ist,
2. die unter der Bruchlast errechnete Anstrengung der abgebogenen Eisen bis ungefähr das doppelte der Streckgrenze ist,
3. die Stärke der aufgebogenen Eisen auch bei den Balken mit halber Schubsicherung (Nr. 1025) „als genügend“ gefunden wurde,

ist in dem Entwurf für die neuen Eisenbetonbestimmungen die Vorschrift der Schubsicherung vom Jahre 1925 nicht gemildert, sondern noch verschärft worden. Sie lautet:

„Alle Schubspannungen sind durch abgebogene Eisen oder Bügel oder durch abgebogene Eisen und Bügel aufzunehmen. Nur bei Platten und Eisenbetonrippendecken, bei denen  $\tau_0 \leq 6$  kg/cm<sup>2</sup> ist, kann von einem rechnerischen Nachweis der Schubsicherung abgesehen werden.“

Abgesehen von der in dieser Vorschrift enthaltenen Inkonsequenz muß man sich fragen, ob diese Verschärfung begründet, ja sogar ob sie nach dem vorliegenden Versuchsmaterial vertretbar ist zu einer Zeit, in der der Eisenbetonbau im Wettbewerb mit dem sich technisch schnell entwickelnden Stahlbau schwer zu kämpfen hat. Sie wäre vertretbar, wenn sie tatsächlich im Interesse der Sicherheit nötig oder wenigstens keinerlei wirtschaftliche Nachteile zur Folge hätte. Daß sie aus Sicherheitsgründen nicht nötig ist, beweisen die besprochenen Versuche, die Unfallstatistik und die Vorschriften fast aller anderen Länder. Daß die Vorschrift wirtschaftliche Nachteile bringt ist im Kleinen schon in Tabelle 2 durch die Vermehrung der Biegearbeit gezeigt. Aber auch bei kleinen Eisenbetonbauten aller Art kann sie verteuern wirken und auch dem Konstrukteur bei größeren Abmessungen der Bauteile die Arbeit erschweren, so daß er zu fragwürdigen Hilfsmitteln (z. B. schwimmende Eisen) greifen muß. Nur bei den eigentlichen Großkonstruktionen mit hohen Schubspannungen wird es gleichgültig sein, ob man nach der Vorschrift 1931, 1925 oder 1915 verfährt.

Aus allen diesen Gründen sollte man zurückkehren zu der Vorschrift vom Jahre 1915 und sagen:

„Schubkräfte im Innern von Balken und Rahmen sind in den Bauteilen, in denen sie den Wert von  $\tau_0 = 4$  kg/cm<sup>2</sup> überschreiten, vollkommen mit abgebogenen Eisen oder Bügel oder beiden zusammen aufzunehmen.“

Zur Erzielung nicht zu schmaler Stege könnte man für Balken ein größtes Bewehrungsverhältnis der Rechteckfläche  $d_0 \cdot b_0$  als obere Grenze vorschreiben.

## NEUERE EISENBETONSKELETTBAUTEN IN HAMBURG.

(KURZE BAUZEITEN.)

Von Dipl.-Ing. Ph. Ebert, Dyckerhoff & Widmann A.-G., Hamburg.

Die im folgenden beschriebenen Bauten, die in den letzten beiden Jahren fertiggestellt wurden, — ein Industriebau, ein Kontorhaus und ein Wohnungsbau — weisen jeder in seiner Art Besonderheiten auf, die insofern von allgemeinerem Interesse sein dürften, als sie zeigen, wie der verwendete Baustoff — Eisenbeton — sich den verschiedensten Anforderungen und Zweckbestimmungen anpassen kann. Das anerkannte Urteil der Fachkreise hinsichtlich der überragenden Eignung der Eisenbetonbauweise für mehrgeschossige Hochbauten erfährt an Hand der vorliegenden Ausführungsbeispiele neue Bestätigungen und Ergänzungen.

I. Chemisch-Technische Fabrik der Großeinkaufsgesellschaft Deutscher Consumvereine, Peutestraße.

Für den Neubau dieser chemisch-technischen Fabrik kamen in den Jahren 1928 und 1929 auf dem der Großeinkaufsgesellschaft Deutscher Consumvereine m. b. H., Hamburg, (kurz GEG genannt) gehörigen Grundstück zwischen Peutestraße und Hofekanal in Hamburg-Veddel eine ganze Reihe von Eisenbetonbauten zur Ausführung. Für die Wahl der Bauweise war außer wirtschaftlichen Gründen vor allem die Sorge für die absolute Feuersicherheit maßgebend, da in dem Betrieb die verschiedensten feuergefährlichen Flüssigkeiten verarbeitet werden sollen.



Die beiden hinsichtlich des Umfangs bedeutendsten Bauten (siehe Lageplan, Abb. 1) sind das sogenannte Hauptgebäude, 120 m lang, 23 m breit, mit im ganzen 7 Geschossen, sowie das in geringem Abstand parallel dazu angeordnete Nebengebäude, 120 m lang, 17 m breit, mit im ganzen 3 Geschossen. Die beiden

gekragten Balkonplatten verschiedene vom Normalen abweichende Konstruktionen. Einen Schalungsplan des zweiten Obergeschosses zeigt Abb. 2, während in Abb. 3 der normale Querschnitt durch beide Gebäude dargestellt ist. In beiden Gebäuden sind je 2 Dehnungsfugen angeordnet. Hier wurden Doppelsäulen ausgeführt, da sich diese Konstruktion insbesondere nach den Erfahrungen bei Bränden als die wirksamste erwiesen hat. Bei der Durchführung der Dehnungsfuge in der Decke ist durch geeignete Verzahnung dafür gesorgt, daß nicht ausgeschüttete Flüssigkeiten durch die Fuge in die darunterliegenden Räume dringen können.

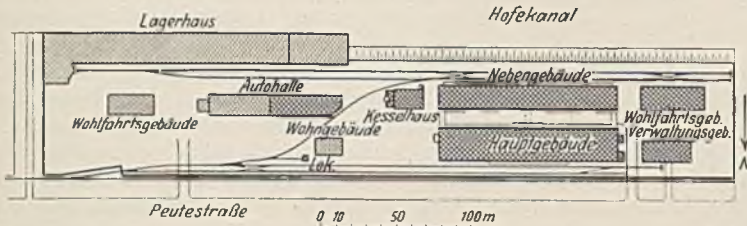


Abb. 1. Lageplan.

Gebäude sind durch einen Verbindungsgang im Keller sowie durch 2 Verbindungsbrücken in Höhe des 1. Obergeschosses miteinander verbunden. Als Tragkonstruktion für beide Gebäude kamen normale Eisenbetonplattenbalkendecken sowie Eisenbetonstützen in Anwendung. Ferner sind Kellerwände und

Der Grundriß des Nebengebäudes ähnelt dem des Hauptgebäudes. Hier waren über dem an dem einen Ende angeordneten, vertieften Heizkeller besonders weit gespannte und zugleich schwer belastete Konstruktionen auszuführen. So betrug die Nutzlast für ein dort befindliches Blechlager 4000 kg/m<sup>2</sup>. Die beiden genannten Gebäude erhielten über dem Dachgeschoß Eisenbeton-Hohlsteindecken und darüber eine besonders sorgfältig gewählte Wärmeisolierung und Eindeckung. Die tragende Eisenbetonkonstruktion wurde dann mit Mauerwerk ausgefacht und mit Klinkern verblendet. Die Fundierung der beiden Ge-

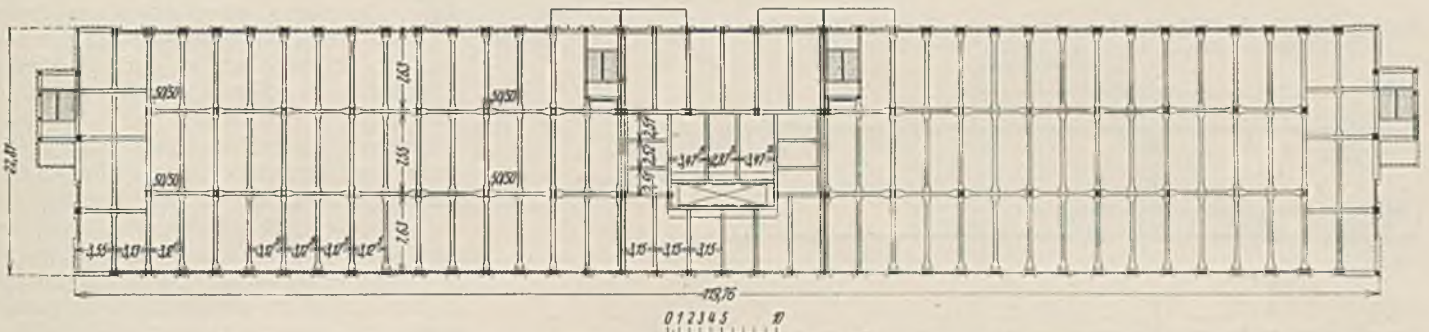


Abb. 2. Schalungsplan des III. Obergeschosses des Hauptgebäudes.

Kellersohle, über die weiter unten noch Näheres gesagt wird, vollständig in Eisenbeton ausgeführt. Seitens der Bauherrschaft waren trotz der hohen Nutzlasten (1000 bis 2000 kg/m<sup>2</sup>) und trotz der recht großen Spannweiten nicht zu überschreitende Konstruktionshöhen vorgeschrieben. Die Spannweite der Hauptunterzüge betrug 6,25 m, die der Nebenunterzüge 7,80 m, die der Deckenfelder 3,12 m. Vouten zur Aufnahme der Stützenmomente durften nicht zur Ausführung kommen, sondern mußten durch Verbreiterungen über den Stützen ersetzt werden. Desgleichen

bäude, wie auch die fast aller anderen später erwähnten Bauten, geschah durch Eisenbetonrammpfähle, 34/34 cm im Querschnitt. Im ganzen wurden 16 000 lfm Pfähle gerammt. Da der äußere Grundwasserstand beträchtlich höher als Kellersohle ansteigen kann, ist der gesamte Keller als wasserdichter Eisenbetontrog

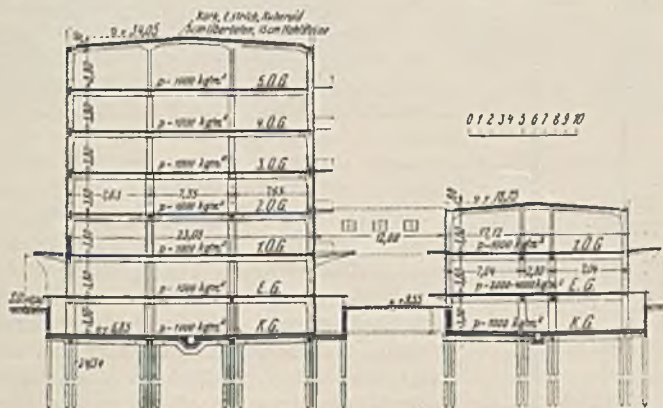


Abb. 3. Querschnitt durch Haupt- und Nebengebäude.



Abb. 4. Ausgeschaltetes Dachgeschoß im Hauptgebäude.

war die Innhaltung geringster Stützenabmessungen auch in den unteren Geschossen vorgeschrieben, so daß hier spiralbewehrte Stützen mit dem höchst zulässigen Armierungsprozentatz ausgeführt werden mußten. Ferner erforderte die Einhaltung der sehr geringen Fenstersturzhöhen im Zusammenhang mit den aus sicherheitstechnischen Gründen zahlreich angeordneten, aus-

ausgebildet. Hierbei bereitete die Durchführung von zahlreichen Entwässerungskanälen mannigfache Schwierigkeiten, die dank der Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons konstruktiv leicht überwunden werden konnten. Die Sohle ist dimensioniert sowohl für die Nutzlast des Kellergeschosses bei fehlendem Auftrieb, als auch für den vollen Auftrieb bei fehlender Nutz-

last. Die Isolierung geschieht durch eine dreifache Asphalt-papplage. Besondere Sorgfalt erforderte der hier schon erwähnte Heizkeller im Nebengebäude, bei dem der Grundwasserstand bis 4 m über Kellersohle ansteigen kann. In Abb. 4 ist das ausgeschaltete Dachgeschoß dargestellt, ein Bild, aus dem die überaus leichte Konstruktion, die geringen Stützenabmessungen und die erheblichen Spannweiten deutlich erkennbar sind.



Abb. 5. Ansicht des Eisenbetonskeletts von der Peutestraße gesehen. (Hauptgebäude bis einschl. IV. Obergeschoß.)

Für die Durchführung der Bauarbeiten boten die örtlichen Verhältnisse eine äußerst günstige Entwicklungsmöglichkeit, da die Anfuhr der Materialien sowohl mit Schiff (Kies, Zement, Holz), als mit Bahn (Rundeisen), als auch von der Straße her (Rampfpfähle) erfolgen konnte. Dank einer umsichtigen Disposition gingen die Hauptarbeiten so rasch vorwärts, daß trotz des außerordentlich harten Winters 1928/1929 die gestellten Termine erheblich unterschritten werden konnten. Haupt- und Nebengebäude wurden gleichzeitig in die Höhe getrieben. Kellerdecke und Wände des Hauptgebäudes waren Anfang November 1928 so weit fertiggestellt, daß am 12. November mit der Aufstellung der Schalung für die Erdgeschoßdecke begonnen werden konnte. Leider erfuhren die Arbeiten durch die äußerst harte Frostperiode dieses Winters eine längere Unterbrechung. Die Eisenbetonarbeiten waren am Hauptgebäude am 6. Juli 1929 beendet. Gleichzeitig wurden mit derselben Betonieranlage die Decken des Nebengebäudes fertiggestellt. In dem obengenannten Zeitraum, der 112 Arbeitstage umfaßt, wurden 9 Decken mit insgesamt 22 700 m<sup>2</sup> Fläche eingeschalt und betoniert, d. s. also pro Decke 12,4 Arbeitstage oder 201 m<sup>2</sup> pro Tag. Eine Außenansicht des bis zum IV. Obergeschoß fertigen Eisenbetonskeletts vor Beginn der Ausmauerungsarbeiten zeigt Abb. 5.

Als besonders vorteilhaft erwies sich die gewählte Bauweise anläßlich der zahlreichen bei einem derartigen Industriebau wohl kaum zu vermeidenden Planänderungen während der Ausführung. Hierfür werden einige besonders instruktive Beispiele im nachfolgenden dargestellt.

Beim Nebengebäude war die Kellerdecke (2000 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast) zum größten Teil eingeschalt, als von der Bauherrschaft die Anordnung einer 60 cm hohen und etwa 12 m langen Vertiefung in der ganzen Breite des Gebäudes gewünscht wurde. In der Abb. 6 ist ein Grundriß dargestellt sowie ein Längsschnitt durch die ursprünglich vorgesehene Konstruktion. Gleichzeitig ist dort auch ein Schnitt durch die abgeänderte Konstruktion sowie die zugehörige Bewehrung des Hauptunterzuges dargestellt. Die Änderung der statischen Berechnungen erforderte kaum einen Tag, das Neuaufstellen der Schalungs- und Armierungszeichnungen nur etwa 2—3 Tage, so daß schon ganz kurz, nachdem die Änderung gewünscht worden war, mit dem Ändern der Schalung an der Baustelle begonnen werden konnte. Kaum war dies geschehen, so mußte infolge anderer Dispositionen über die in Frage kommende Betriebseinrichtung die Vertiefung nochmals in ihrer Höhe geändert werden. Auch dies ließ sich wiederum rasch durchführen. Von dieser zweiten Änderung abgesehen, hätte der Aufenthalt beim Betonieren dieses Deckenabschnitts etwa 5 Tage betragen, während für die Fertigstellung der gesamten Kellerdecke sich kaum eine Verzögerung ergeben hätte. Es macht sich hier der Umstand vorteilhaft geltend, daß die für die Änderung erforderlichen Materialien stets auf der Baustelle vorhanden sind, bzw. daß die ursprünglich vorgesehenen Materialien auch weiterhin verwendet werden können. Insbesondere lassen sich geknickte Träger, wie sie in diesem Bau vorkommen, in Eisenbeton leicht ausführen. Die für Eisenbetonkonstruktionen notwendigen Rundisen sind am Bau oder doch wenigstens am Lager stets vorrätig. Somit lassen sich die erforderlichen Abänderungen an der Schalung

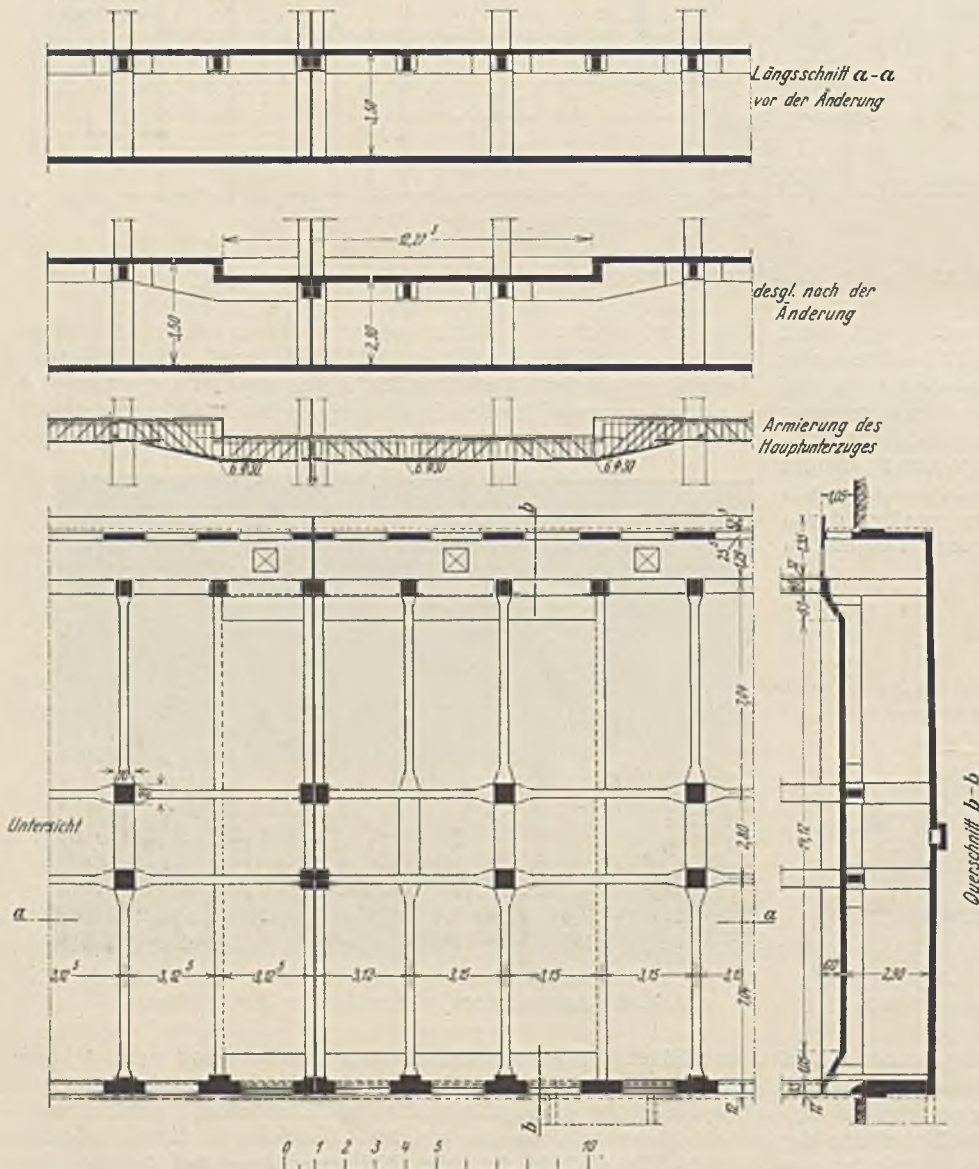


Abb. 6. Tieferlegung der Decke im Keller des Nebengebäudes.

und an der Bewehrung mit dem auf der Baustelle vorhandenen Gerät und Material ohne jeden Zeitverlust ausführen, unmittelbar nachdem die Konstruktion festgelegt ist.

In der Erdgeschoßdecke desselben Gebäudes mußten größere Aussparungen angebracht werden, die einen Hauptunterzug genau in der Mitte unterbrochen hätten. Auch diese Änderung ergab sich erst während der Ausführungen. Sie konnte ohne Schwierigkeiten durch eine Auswechslung ermöglicht werden, wie aus Abb. 7 ersichtlich ist. Der Anschluß eines Balkens an eine Stütze oder an einen Unterzug ist eben im Eisenbeton wesentlich leichter und an jeder beliebigen Stelle ohne weiteres durchzuführen. Für hierbei sich ergebende größere Belastungen von Balken sind oft überhaupt keine Änderungen an Schalung und der ursprünglich vorgesehenen Armierung erforderlich. Es genügt, die gewünschte Erhöhung der Tragfähigkeit durch Zulage von weiteren Rundeisen bzw. Aufbiegungen oder Einfügen weiterer Bügel herzustellen.

Das V. Obergeschoß des Hauptgebäudes erstreckt sich nur über den mittleren Teil der gesamten Frontlänge. Dementsprechend ist die Decke über dem IV. Obergeschoß teilweise als Dachdecke (Hohlsteindecke mit Gefälle), teilweise als normale Eisenbeton-Plattenbalkendecke ausgebildet. Während die Schalung im IV. Obergeschoß bereits

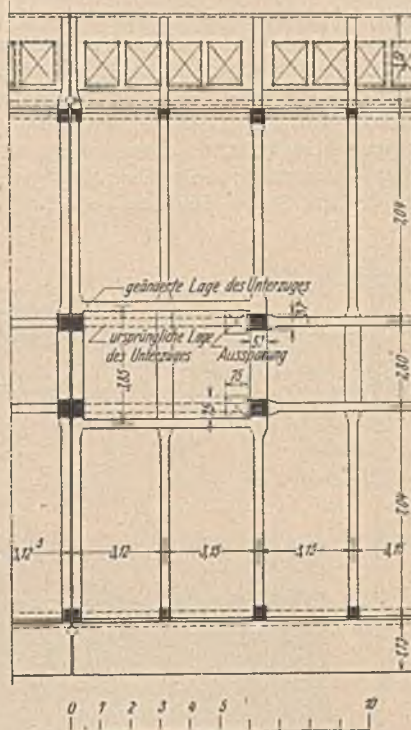


Abb. 7. Auswechslung eines Hauptunterzuges über dem Erdgeschoß des Nebengebäudes.

im weitesten Umfang angewendet wurde. Hier sind zu nennen: Das Wohlfahrtsgebäude, ein dreigeschossiger Eisenbetonskelettbau von 750 m<sup>2</sup> Grundfläche, das fünfgeschossige Verwaltungsgebäude von 540 m<sup>2</sup> Grundfläche, das Kesselhaus von 300 m<sup>2</sup> Grundfläche mit einem angebauten Eisenbetonkohlenbunker

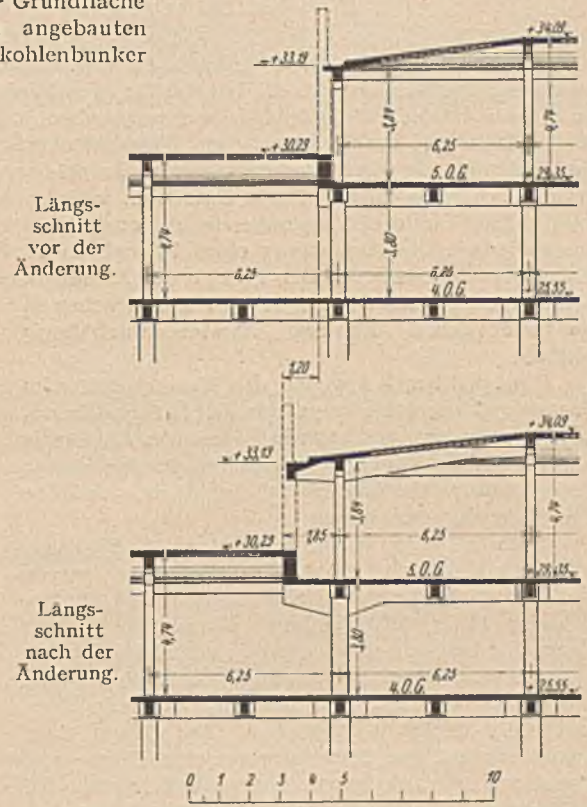


Abb. 8. Änderungen im Dachgeschoß des Hauptgebäudes.



Abb. 9. Neben- und Hauptgebäude mit Verbindungsbrücke vom Hofkanal gesehen.

teilweise aufgestellt war, mußte aus architektonischen Rücksichten das V. Obergeschoß vergrößert werden, d. h. die Grenze zwischen Dachdecke und normaler Geschoßdecke wurde um 1,20 m verschoben. Auch diese Änderung ließ sich, wie aus Abb. 8 hervorgeht, ohne Schwierigkeiten durch Auskragungen durchführen. Die an der Baustelle hervorgerufene Verzögerung betrug ebenfalls, trotzdem die Arbeiten an dieser Stelle weit vorgeschritten waren, nur wenige Tage. Auch die entsprechende Verlängerung in der Dachkonstruktion über dem V. Obergeschoß bereitete keine Schwierigkeiten, indem am Giebel noch ein kleines Deckenfeld angefügt wurde, dessen Lasten wiederum durch Auskragungen direkt auf die Stützen übernommen wurden.

Gleichzeitig mit den beiden beschriebenen Gebäuden kamen noch eine ganze Reihe anderer Bauwerke (siehe Abb. 1) auf demselben Gelände zur Ausführung, bei denen ebenfalls Eisenbeton

von 300 m<sup>3</sup> Inhalt, sowie einige kleinere Nebenanlagen

Der Umfang des gesamten Auftrages geht daraus hervor daß im ganzen etwa 15 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton eingebaut wurden

Abb. 9 gibt eine Ansicht des Hauptgebäudes wieder, die die überaus klare Architektur zeigt, aus der zugleich die Klarheit und Folgerichtigkeit der Konstruktion erkennbar sind. Haupt- und Nebengebäude sind hier von der Wasserseite gesehen, das Vordach über der Rampe des Nebengebäudes, wie auch die Verbindungsbrücken zwischen den beiden Gebäuden bringen die konstruktive Funktion dieser Bauglieder deutlich zum Aus-



Abb. 10. Ansicht der Gesamtanlage.

druck, steigern die architektonische Wirkung. Abb. 10 zeigt die Gesamtanlage, vom Hofkanal gesehen.

Entwurf und architektonische Ausbildung sämtlicher Bauten erfolgte durch das technische Büro der GEG in Hamburg, die Berechnung, Konstruktion und Ausführung sämtlicher Eisenbetonarbeiten durch die Niederlassung Hamburg der Dyckerhoff & Widmann A. G. (Fortsetzung folgt.)

## RASCHE BAUZEIT EINES 57,80 m HOHEN EISENBETON-WASSERTURMES MIT HILFE DES GleITBAUES.

Von Dipl.-Ing. Ludwig Friedlaender, Direktor der Firma Brenzinger & Cie., Freiburg i. B.

In Freiburg im Breisgau werden z. Zt. vom badischen Staat und der Stadt Freiburg für die Universität neue klinische Krankenhäuser erbaut. Ursprünglich war vorgesehen, die umfangreiche Bauanlage aus der städtischen Wasserleitung zu versorgen und lediglich zur Erzielung der nötigen Druckhöhen Pumpenaggregate einzuschalten. Nach Gutachten verschiedener Sachverständiger und nach Gegenüberstellung auch anderer Lösungen wurde jedoch die Aufstellung eines besonderen Hochbehälters als notwendig erachtet. Der Betrieb der Kliniken soll dadurch auch bei möglichen Störungen oder Rohrbrüchen in der städtischen Leitung absolut unabhängig bleiben.

Zunächst wurde erwogen, den Wasserbehälter im Zusammenhang mit dem 72 m hohen Schornstein des Maschinenhauses, und zwar in Form eines ringförmig um den Schornstein angeordneten und ausgekragten Reservoirs von 150 bis 200 m<sup>3</sup> Inhalt in 45 m Höhe über Terrain, auszuführen.

Nachdem hierfür in den Jahren 1928/29 verschiedene Entwürfe aufgestellt worden waren, wurde von den maßgebenden Stellen zum Schluß die Errichtung eines selbständigen Wasserturmes mit einem Niederdruck- und einem Hochdruck-Doppelbehälter als das richtige erachtet. Zunächst war eine Ausführung der Behälter und des Turmes in Eisen bzw. Stahlskelettbau vorgesehen. Auf Grund eines Ausschreibens, bei dem Angebote für Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen eingefordert waren, fiel im Herbst des Jahres 1930 nach Prüfung der verschiedensten Konstruktionslösungen die Entscheidung endgültig zugunsten des Eisenbetons, und zwar erhielt die Firma Brenzinger & Cie. in Freiburg im Breisgau den Auftrag auf Grund ihres Sonderprojektes in Gleitbauweise. Vertragsbedingung war, daß bei einem Arbeitsbeginn am 5. November 1930 der Wasserturm in 45 Arbeitstagen, d. h. noch vor Weihnachten 1930 unter Dach gebracht werden mußte. Der Entwurf zeigt im architektonischen und konstruktiven Aufbau eine zylindrische Form, die den Zweck des Bauwerkes auch weithin klar sichtbar zum Ausdruck bringt und neben den Wirtschaftsgebäuden durch die beherrschende Höhe und eine in wohlgeordnetem Rhythmus angeordnete Fenstergliederung wirkt (Abb. 1).

Der Entwurf stammt von dem Klinikbaubüro, das unter der Oberleitung von Oberbaurat Lorenz und der besonderen Leitung von Baurat Bosch steht.

Der Turm ist vom Fundament bis zum Dach 57,80 m hoch, wovon 5,60 m auf die Fundamente und das Kellergeschoß bis Sockeloberkante entfallen und 50,40 m für den Turmschaft, sowie 1,80 m für Gesims und Dach in Betracht kommen. Der äußere Durchmesser des Turmschaftes beträgt 11,30 m. Der Turm nimmt 7,75 m über Terrain einen Niederdruckbehälter von 360 m<sup>3</sup> Nutzinhalte bei 8,80 m Durchmesser und 6,35 m Wasserhöhe auf, sowie einen Hochdruckbehälter von  $2 \times 80 = 160$  m<sup>3</sup> Nutzinhalte, der 46 m über Terrain liegt (Abb. 2 u. 3).

Nach Fertigstellung der Grabarbeiten konnte die Fundierung und der Unterbau bis Sockelhöhe, teilweise unter Zuhilfenahme von Nachtschichten, im Verlaufe einer Woche bis zum 12. November 1930 so gefördert werden, daß mit der Montage der Gleitbauschalung begonnen werden konnte. Diese Arbeiten, die bis ins einzelste ohne Nachtschichten gewissenhaft vorbereitet und

durchgeführt wurden, nahmen acht Tage in Anspruch. Am 21. November 1930 wurde mit dem Gleiten zum Hochtreiben des Schaftes begonnen (Abb. 4). Die Gleitbauweise wurde nach dem amerikanischen System Macdonald durchgeführt, das die Eisenbeton-Gleitbaugesellschaft Heinrich Klotz & Co. in Frankfurt a. M. vertritt, und das in der Fachwelt durch mehrfache Veröffentlichungen bereits bekannt geworden ist. Es erübrigt sich infolgedessen hierauf näher einzugehen. Es sei nur erwähnt, daß beabsichtigt war, an Stelle des Handbetriebes zum ersten Male in Deutschland

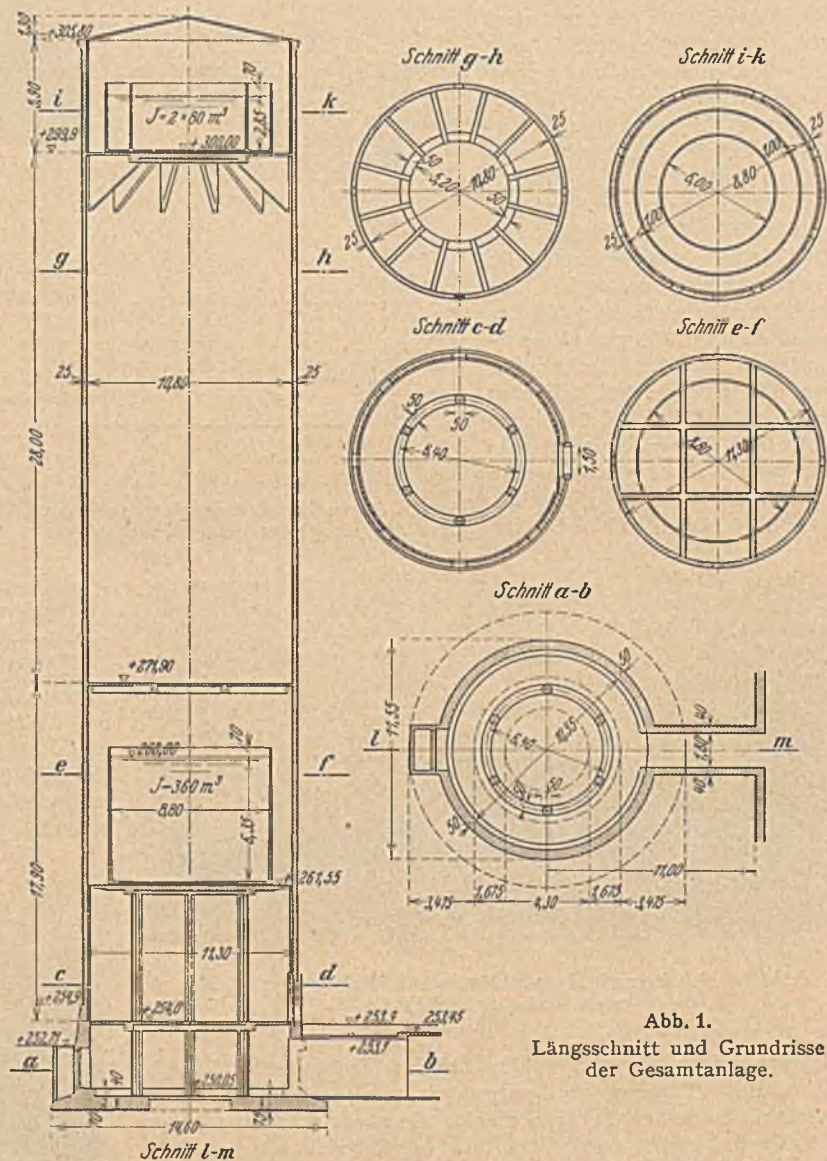


Abb. 1.  
Längsschnitt und Grundrisse  
der Gesamtanlage.

Kletterapparate mit elektrischem Antrieb zu benutzen. Da aber zum Ausprobieren der ganz neu gelieferten und noch nicht erprobten Apparate, die natürlich beim ersten Anheben sehr stark beansprucht und teilweise überlastet werden, mit Rücksicht auf die vorgeschrittene Jahreszeit keine Zeit zur Verfügung stand, wurden in letzter Stunde doch Handkletterapparate, und zwar 18 Stück, eingebaut. Es ist aber fraglos, daß der absolut gleichmäßige motorische Antrieb einen großen Fortschritt darstellen wird, sofern die Erfahrungen erst einmal vorliegen, die ja bei allen derartigen technischen Neuerungen zuerst gesammelt



eisenringanker der Decke unter dem Hochdruckbehälter und für die Anordnung der verschiedenen notwendigen Aussparungen in der Wandung des Turmschaftes nahezu jeden Tag Unterbrechungen erforderlich wurden, wenn weiter berücksichtigt wird, daß die Witterung im November/Dezember sehr regnerisch war und das Thermometer an vielen Tagen unter  $0^\circ$  sank, so darf wohl ohne weiteres behauptet werden, daß in keiner anderen Bauweise dieser rasche Baufortschritt möglich gewesen wäre.

Da der Vertrag erst Ende Oktober abgeschlossen wurde, stand für die Planbearbeitung und für die Vorbereitungen zur Erstellung der Aufzugsanlage, der Schalungen usw., kurzum für die gesamte Baustelleneinrichtung nur eine ganz kurze Zeit zur Verfügung. Dies hatte zur Folge, daß das 60 m hohe Beton-aufzugsgerüst neben der eigentlichen Betonarbeit aufgestellt werden mußte. Dasselbe diente zugleich mit seinen Leitertreppungen als einziger Zugang zur Arbeitsbühne.

Bezüglich der konstruktiven Einzelheiten des Projektes sei noch folgendes erwähnt (Abb. 6):

Es waren zuerst zur Verstärkung des Schaftes Pfeilervorlagen und zur Unterstützung der Behälter vom Klinikbaubüro eine durchgehende Mittelstütze vorgesehen. Aus konstruktiven und statischen Gründen wurde auf diese Mittelstütze verzichtet und bei der Gleitbauweise wurde die Schaftwandung ohne Pfeilervorlage als 25 cm starke Eisenbetonwand ausgeführt. Rechnerisch hätte hierfür auch schon eine Stärke von 20 cm genügt, doch wurde die größere Wandstärke gewählt mit Rücksicht auf eine größere Knicksicherheit des Schaftes. Es mußte bei dem raschen Baufortschritt in Gleitbauweise damit gerechnet werden, daß der Turm ohne jede Zwischenversteifung in ganzer Höhe von insgesamt 55,75 m stand-sicher sein mußte, so-lange die versteifenden Zwischendecken noch nicht eingebaut waren. Über dem Niederdruck-behälter ist in rd. 18 m Höhe eine Zwischen-decke eingebaut, die den Behälter abdeckt und gleichzeitig die erforderliche Versteifung des Schaftes zwischen der Sohle und der Decke unter dem oberen Hochdruckbehälter bildet.

Die Decke über dem Kellergeschoß, ebenso wie die Decke, die den Niederdruckbehälter trägt, sind vollkommen unabhängig vom Turmschaft konstruiert und durch Anordnung von sechs Innenstützen unterstützt. Diese sechs Stützen sind jeweils durch einen Ringträger in Deckenhöhe verbunden und die Decken sind als Kreisplatten mit Konsolenauskrägung berechnet und konstruiert mit doppelter Radial- und Ringarmierung, bei einer Belastung der

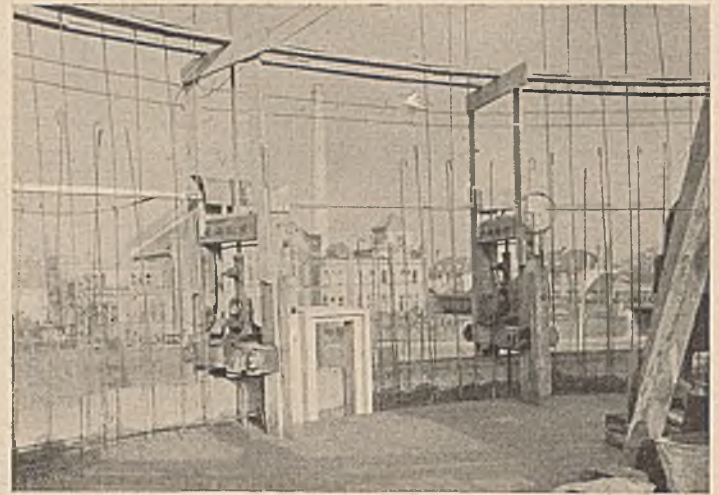


Abb. 6. Einbau der ersten Fensterrahmen. Bauzustand am 23. 11. 1930.

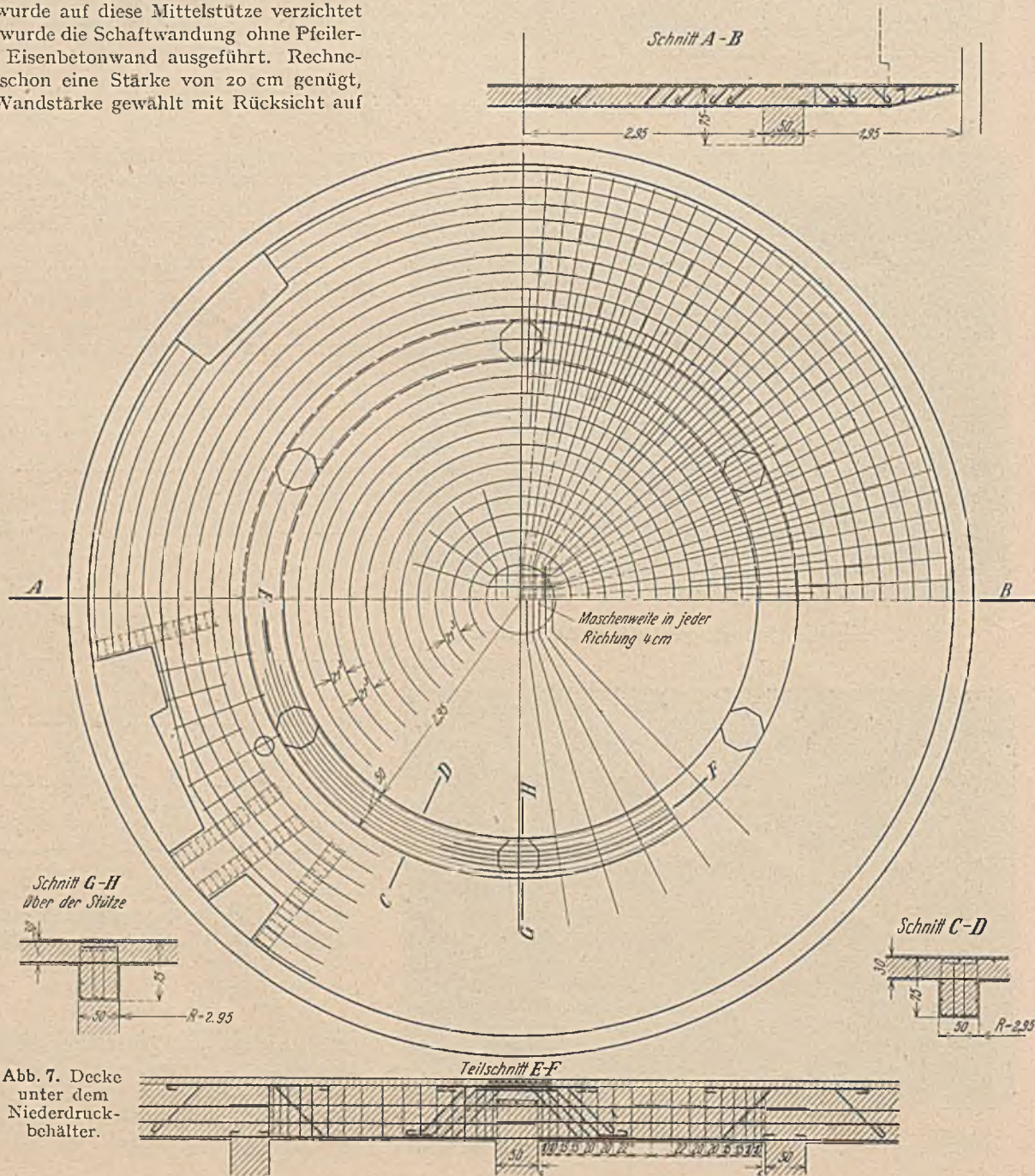


Abb. 7. Decke unter dem Niederdruck-behälter.

Decke unter dem Behälter von 7 500 kg/m<sup>2</sup>. Die Fundamente für den äußeren Turmschaft und für die sechs Innenstützen sind unabhängig voneinander ausgeführt, und zwar als Ringbalken. Die Berechnung dieser Ringbalken geschah mit Hilfe der Platten-Differentialgleichung, deren Lösung in allgemeinsten Form bekanntlich lautet

$$\zeta = A + B \ln r + C r^2 + D r^2 \ln r + K p r^4,$$

wobei 
$$K = \frac{3(m^2 - 1)}{16 m^2 E h^3}$$

ist. Die Ringbalken erhalten von unten den Bodendruck  $p_u$  von oben die Auflast der Turmwand bzw. der Stützen. Es wurde für jeden Plattenteil außerhalb und innerhalb der oberen Belastung eine gesonderte Gleichung aufgestellt, wobei die Konstanten mit Hilfe der Randbedingungen ermittelt wurden. Die Radial- und Tangentialmomente ergeben sich nach Berechnung der Konstanten sodann mit Hilfe der Gleichungen:

$$M_t = -N \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial r} + \frac{1}{m} \cdot \frac{d^2 \zeta}{d r^2} \right)$$

und 
$$M_r = -N \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial r^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial r} \right),$$

wobei 
$$N = \frac{m^2 E h^3}{12(m^2 - 1)},$$
 und mithin  $K \ll N = \frac{1}{64}$  ist.

Die Momente wurden einmal für den Wert  $m = 4$  und sodann für  $m = \infty$  berechnet, und der jeweils ungünstigste Wert wurde sodann für die Dimensionierung zugrunde gelegt.

Die größte zulässige Bodenpressung unter Berücksichtigung der ungünstigsten Windkräfte und bei voller Behälterfüllung beträgt  $\sigma_{\text{bod}} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ . Von einer durchgehenden Eisenbeton-Fundamentplatte unter dem Turm und den Innenstützen mußte abgesehen werden, da bei einer biegefesten Ausbildung sehr starke Abmessungen erforderlich geworden wären. Außerdem wären bei der wechselnden Belastung und bei der großen Spannweite der Platte die auftretenden Deformationen sehr groß, je nachdem der Niederdruckbehälter gefüllt oder leer ist. Aus diesem Grunde wurde die untere Behälterdecke (für 7500 kg/m<sup>2</sup> Belastung) und damit zusammenhängend die Kellerdecke, welche für 1500 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast zu berechnen war, unabhängig von der Turmwand nur auf den Innenstützen aufgelagert, und auch die Fundation der Außenwand und diejenige der Innenstützen wie schon erwähnt, vollkommen getrennt voneinander durchgeführt.

Die Decke über dem Niederdruckbehälter (Abbildung 7) ist als Abschluß und Versteifungsdecke für 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast berechnet und als kreuzweise gespannte Plattenbalkendecke konstruiert. Die Decke wurde erst nach Herstellung der Außenwand ausgeführt, es

wurden bei Ausführung der Gleitbauweise lediglich die Auflagerausparungen für die Träger und die erforderlichen Verankerungen eingebaut.

In gleicher Weise wurden auch für die Tragkonstruktion unter dem oberen Doppelbehälter die Anordnungen, die die Gleitbauweise erforderten, vorgesehen. Die Tragkonstruktion dieser Decke (Abb. 8) besteht aus einem oberen Druckring, der innerhalb der Decke liegt, aus einem unteren in der Schaftwand liegenden Zugring und aus 12 symmetrisch angeordneten Schrägstützen (Abb. 9), die zur Unterstützung der äußeren Deckenfelder in Dreieckform bis zur Decke voll hochbetoniert wurden. Der Zugring, der während der „Gleitung“ in der Turmwand montiert werden mußte, besteht aus 4 Flacheisen 100 × 10 mm, die in je 6 Teilen einmontiert und an den Stoßstellen mit Doppelaschen verschraubt wurden. Der Zugring wurde entsprechend den 12 Stützreaktionen als Zwölfeck ausgebildet, um nach Möglichkeit Zusatzmomente im Zugring auszuschalten. Der Zugring erhielt außerdem eine obere, untere und beiderseits auch seitliche Rundeseisenarmierung zur Aufnahme der Zusatzkräfte und -momente infolge elastischer Formänderungen der Zuganker. Unter dem Zugring wurde die Außenwand durch eine Balkenverstärkung biegefest ausgebildet, um möglichst eine gleichmäßige Lastverteilung der Einzellasten auf die Außenwände zu gewährleisten. Die Deckenplatte innerhalb des Druckringes ist als trägerlose auf dem Druckring frei aufliegende Kreisplatte mit Radial- und Ringarmierung berechnet und konstruiert. Die tatsächlich auftretende Einspannung wird durch die in das Außenfeld durchgeführte obere Radialarmierung aufgenommen. Die Dreieckstützen sind als räumliche, oben und unten gelenkig gelagerte Träger berechnet, welche gleichzeitig Druck und Biegung erhalten. Der Druckring erhält außer den lotrechten Biegebelastungen noch die horizontalen Auflagerreaktionen der Dreieckstützen, welche Druck und infolge der Kreisform noch Biegebeanspruchungen in der Horizontalebene des Druckringes erzeugen, was bei der Berechnung berücksichtigt ist.

Die Dachdecke (Abb. 10) ist als Kegelschale berechnet und dimensioniert. Bei dem sehr flachen Pfeilverhältnis von  $f = 1,22 \text{ m}$  zu  $2 \times r = 11,05 \text{ m}$  entsteht eine größte Ringzugspannung am Auflager von 29 500 kg. Zur Aufnahme derselben wurden gleich-

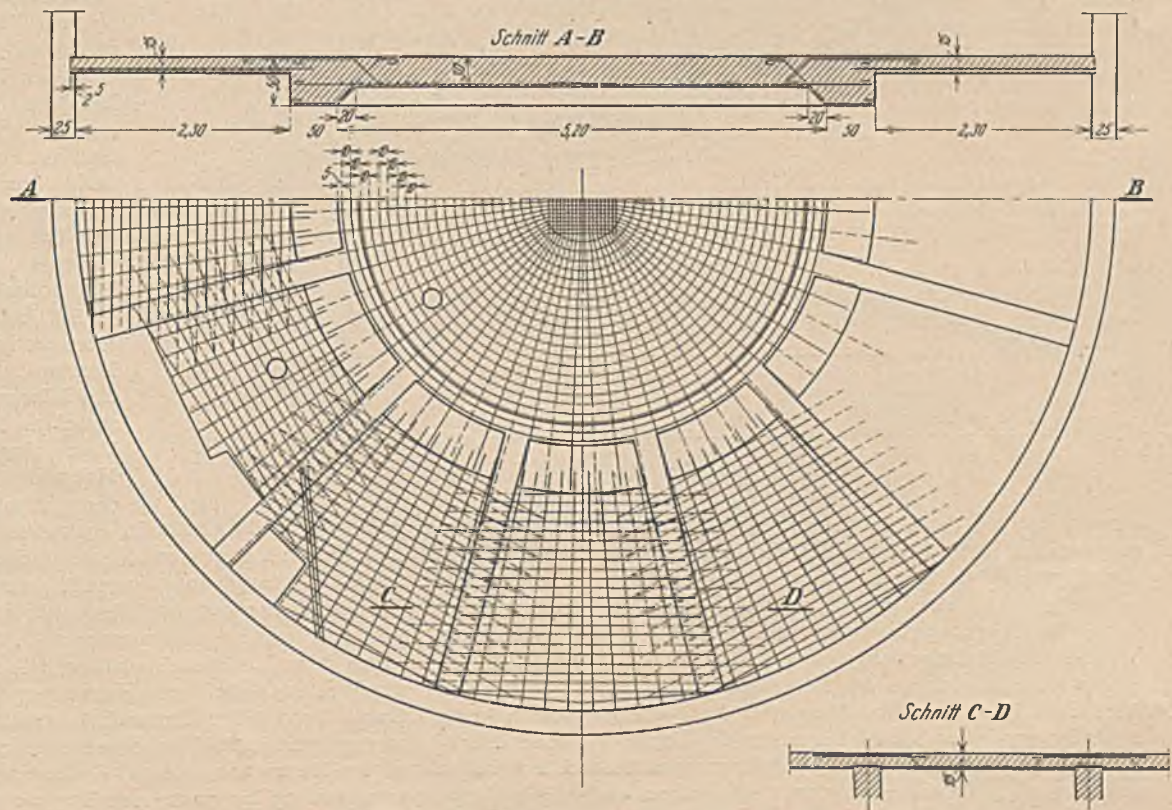


Abb. 8. Decke unter dem Hochdruckbehälter.





werden konnte, um ihn noch gut stampfen zu können und um eine genügende Festigkeit zu erzielen, nachdem die Wandungen meist schon nach 8 Stunden aus der Schalung kamen. Der richtige Wasserzusatz spielt ja neben der Kornzusammensetzung besonders bei der Gleitbauweise eine wichtige Rolle. Bei dem engen Schalungsquerschnitt und der doppelten Armierung erfordert ein absolut dichtes Umhüllen der Eiseneinlagen sorgfältigste Arbeit, während andererseits bei dem raschen Arbeitsfortgang ein möglichst schnelles Arbeiten nötig ist. Auch soll das genügende Abbinden des Zements und das rasche Erhärten des Betons neben der Forderung einer größtmöglichen Festigkeit erreicht werden. Trotz der teils feuchten, teils kalten Witterung ergaben sich bei der Gleitbauweise auffallend günstige Ergebnisse. Der Beton erhärtete, sobald er der Luft ausgesetzt war, außerordentlich rasch und zeigte schon nach wenigen Tagen bereits große Festigkeiten. Ein Verputz konnte gespart werden, da ein einfaches Durchreiben der frisch ausgeschalteten Sichtflächen von den Hängegerüsten aus vollkommen genügte, um ein befriedigendes Aussehen und eine dichte Oberfläche zu erhalten.

Wie aus den beigefügten Photographien (Abb. 11 u. 12) ersichtlich ist, diente das Aufzugsgerüst gleichzeitig jeweils als Zugang für die Arbeiter zum Arbeitspodium. 16 seitliche Podeste in 3,75 m Abstand kragten aus dem Aufzugsgerüst konsolartig aus und dienten zum Aufstellen von Leitern. Genügende Drahtseilverspannungen in verschiedenen Höhen sorgten für die erforderliche Verankerung und Knicksicherheit, so daß das Gerüst die starken Novemberstürme, ohne Schaden zu leiden, überstehen konnte. Erwähnt sei noch, daß die Fensterumrahmungen als fertige Betonwerksteine in die Gleitschalung eingesetzt wurden, so daß irgend ein Nachputzen von Leibungen, Fensterbänken oder dgl. nicht mehr nötig war. Lediglich die obersten Fensteröffnungen, die 5 m hoch sind, wurden unter Verwendung von gehobelten Schalkkästen hergestellt. Zum Hochnehmen der Armierungen, der Fensterrahmen usw. diente ein auf dem Arbeits-

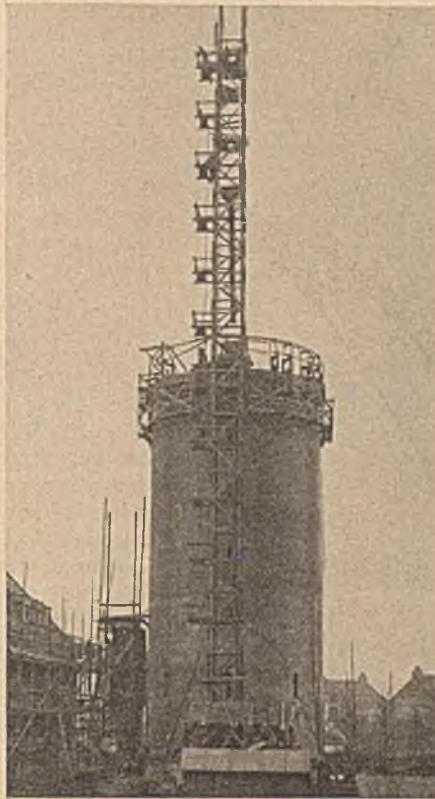


Abb. 11. Bauzustand 30. 11. 1930.

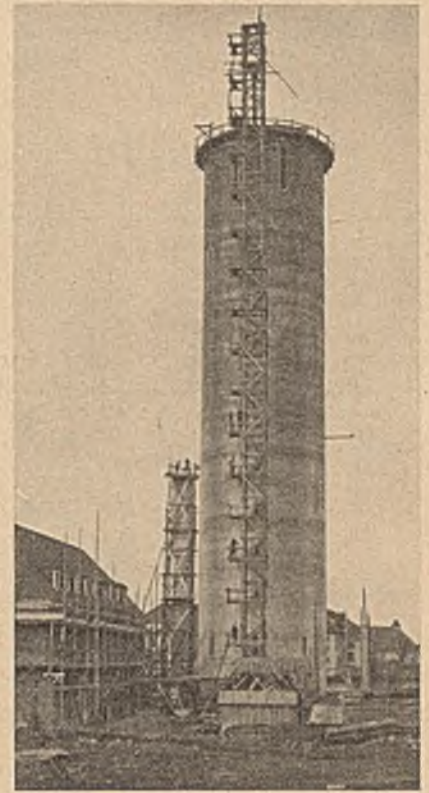


Abb. 12. Bauzustand 14. 12. 1930.

podium aufgestellter Ausleger mit Aufzugsrolle und einer besonderen Aufzugswinde.

Dieser unter schwierigsten Verhältnissen und bei ungünstiger Witterung in den Wintermonaten ausgeführte Bau beweist, daß bei Anwendung moderner Hilfsmittel für eine Ausführung in Eisenbeton Fristen eingehalten werden können, die auch in keiner anderen Bauweise günstiger zu gestalten wären. Auch in anderer Konstruktion oder Arbeitsweise wären sicher eine schnellere Inangriffnahme der Arbeiten nach Auftragserteilung und raschere Fertigstellungsfristen, als sie hier erreicht wurden, nicht möglich gewesen.

## BERECHNUNG DER TEILWEISEN EINSpanNUNG VON DECKENTRÄGERN IN RANDTRÄGERN.

Von Ing. Heinrich Streicher der Bauunternehmung H. Rella & Co., Wien.

Übersicht: Aus der Torsion des Randträgers wird der Einspanngrad der in ihn einmündenden Träger (oder Platte) berechnet. Rechnungsbeispiele.

Ein Träger T (T') (Unterzug, Randbalken, Mauerrost) dessen Stützpunkte A, B (A', B') gegen eine Verdrehung senkrecht zur Stabachse gesichert sind und an den einseitig andere Tragglieder T<sub>n</sub> starr angeschlossen sind, erleidet neben den Trägerbeanspruchungen auf Biegung und Schub auch noch Torsionsbeanspruchung durch die Einspannmomente M<sub>n</sub> (M<sub>n</sub>') der angeschlossenen Träger T<sub>n</sub> (Abb. 1).

Für die richtige Bemessung der Träger ist die Kenntnis oder wenigstens die genaue Einschätzung der Momente M<sub>n</sub> (M<sub>n</sub>') nötig, welche für die Träger T<sub>n</sub> als Einspannmomente, für T (T') jedoch als Torsionsmomente wirken.

Die Berechnung der Einspannmomente M<sub>n</sub> (M<sub>n</sub>') des Trägers T von der Stützweite l<sub>n</sub> gründet sich auf die Überlegung, daß an dem untersuchten Auflager der Neigungswinkel α<sub>n</sub> (α<sub>n</sub>') der Biegelinie des Trägers T<sub>n</sub> gleich dem Torsionswinkel φ<sub>n</sub> (φ<sub>n</sub>') des Trägers T (T') sein muß.

$$(1) \quad \alpha_n = \varphi_n; \quad \alpha_n' = \varphi_n'.$$

Hierbei ist es gleichgültig, ob an beiden Auflagern die gleichen Auflagerbedingungen herrschen oder nicht, wenn diese

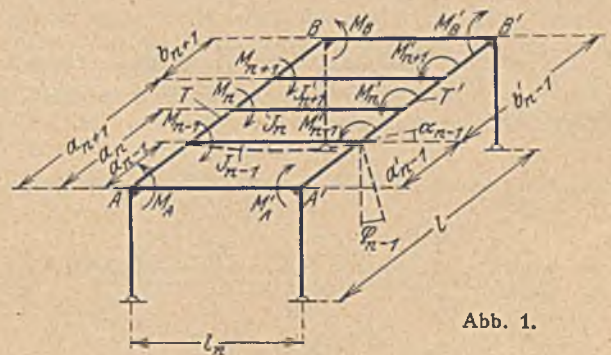


Abb. 1.

nur richtig in die Rechnung eingeführt werden (siehe Beispiel 3). Die linke Seite der Gl. (1) ist leicht zu entwickeln. Der Neigungswinkel der Biegelinie α<sub>n</sub> (α<sub>n</sub>') ist verhältnisgleich dem

Auflagerdruck der Momentenflächen und ist wie folgt anzuschreiben:

$$(2) \begin{cases} a_n = \frac{1}{E_n J_n} \left( a_n + \frac{M_n l_n}{3} + \frac{M_n' l_n}{6} \right); \\ a_n' = \frac{1}{E_n J_n} \left( a_n' + \frac{M_n' l_n}{3} + \frac{M_n l_n}{6} \right). \end{cases}$$

$a_n$  und  $a_n'$  bedeuten hierin den Auflagerdruck der Momentenfläche des Freibalkens.

Die rechte Seite der Gl. (1) ist allgemein durch den Ausdruck

$$(3) \quad \varphi_n = k \sum M a$$

gegeben, wobei  $k$  eine von der Querschnittsform des Stabes abhängige Größe ist, für die in den meisten Fällen allerdings nur Näherungswerte zur Verfügung stehen. So ist<sup>1</sup>

für das Rechteck:

$$k = \frac{3,6 (b^2 + d^2)}{G b^3 d^3}$$

( $b, d$  Seitenlängen,  $G$  Schubmodul  $\approx 0,385 E$ ),

für Walzeisenquerschnitte:

$$k = \frac{40 J_p}{G F^1}$$

( $F$  Flächeninhalt,  $J_p$  polares Trägheitsmoment der Querschnittsfläche).

Der Ausdruck  $\sum M a$  ist aus der Gesamtbelastung des Trägers  $T$  zu bestimmen. Wird ein beiderseits drehfest gelagerter Balken durch ein Torsionsmoment  $M_n$  in der Entfernung  $a_n$  bzw.  $b_n$  von den Auflagern beansprucht, so erhält man die Torsionsmomente am Auflager (Klemmomente) durch Zerlegung des Momentenvektors nach dem Hebelgesetz. Dementsprechend erhält auch die Momentenfläche der Torsionsmomente die Form einer Querkraftfläche (Abb. 2.)

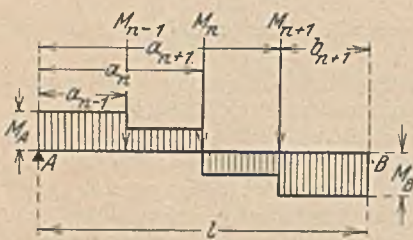


Abb. 2.

Die Verdrehungswinkel des Trägers  $T$  in den Angriffspunkten der Momente  $M_{n-1}, M_n, M_{n+1}, \dots$  betragen also:

$$(4) \begin{cases} \varphi_{n-1} = k M_A a_{n-1}; \\ \varphi_n = k [M_A a_n - M_{n-1} (a_n - a_{n-1})]; \\ \varphi_{n+1} = k [M_A a_{n+1} - M_{n-1} (a_{n+1} - a_{n-1}) - M_n (a_{n+1} - a_n)]; \\ \dots \end{cases}$$

Für den Träger  $T'$  sind die analogen Ausdrücke aufzustellen. Setzt man Gl. (4) und Gl. (2) in Gl. (1) ein, so erhält man folgende Gleichungsgruppe:

$$(I) \begin{cases} -\frac{1}{E_{n-1} J_{n-1}} \left( a_{n-1} + \frac{M_{n-1} l_n}{3} + \frac{M_{n-1}' l_n}{6} \right) = k M_A a_{n-1}; \\ -\frac{1}{E_n J_n} \left( a_{n-1}' + \frac{M_{n-1}' l_n}{3} + \frac{M_{n-1} l_n}{6} \right) = k' M_A' a_{n-1}'; \\ -\frac{1}{E_n J_n} \left( a_n + \frac{M_n l_n}{3} + \frac{M_n' l_n}{6} \right) = k [M_A a_n - M_{n-1} (a_n - a_{n-1})]; \\ \dots \end{cases}$$

$$(I) \begin{cases} -\frac{1}{E_n J_n} \left( a_n' + \frac{M_n' l_n}{3} + \frac{M_n l_n}{6} \right) = k' [M_A' a_n' - M_{n-1}' (a_n' - a_{n-1}')]; \\ -\frac{1}{E_{n+1} J_{n+1}} \left( a_{n+1} + \frac{M_{n+1} l_n}{3} + \frac{M_{n+1}' l_n}{6} \right) = k [M_A a_{n+1} - M_{n-1} (a_{n+1} - a_{n-1}) - M_n (a_{n+1} - a_n)]; \\ -\frac{1}{E_{n+1} J_{n+1}} \left( a_{n+1}' + \frac{M_{n+1}' l_n}{3} + \frac{M_{n+1} l_n}{6} \right) = k' [M_A' a_{n+1}' - M_{n-1}' (a_{n+1}' - a_{n-1}') - M_n (a_{n+1}' - a_n')]; \\ \dots \end{cases}$$

Durch das Vorzeichen ist berücksichtigt, daß der Drehsinn der Momente  $M_A (M_A')$  und  $M_n, \dots (M_n', \dots)$  ein entgegengesetzter ist. Da  $M_A (M_A')$  durch  $M_n, \dots (M_n', \dots)$  ausgedrückt werden kann, stehen in der Gleichungsgruppe (I) ebensoviel Gleichungen zur Verfügung, als Unbekannte vorhanden sind, womit die gestellte Aufgabe gelöst erscheint.

Wenn in den Stützpunkten  $A (A')$  und  $B (B')$  eine volle Einspannung (Einklemmung) gegen Verdrehen nicht vorhanden ist und diese Punkte (etwa als Rahmeneckpunkte) eine Verdrehung  $\Delta \varphi$  mitmachen, bleibt der obige Rechnungsgang der gleiche, nur ist dann auf der rechten Seite der Gl. (I) das Zusatzglied  $\Delta \varphi$  mit dem Vorzeichen  $+$  oder  $-$  entsprechend seinem Drehsinn hinzuzufügen.

Es sei nun auch der Fall behandelt, daß die Torsionsmomente nicht mehr konzentriert, sondern gleichmäßig verteilt angreifen, wie also beim einseitigen Anschluß einer Platte an einen Balken. Vorausgesetzt wird, daß das Trägheitsmoment des Randträgers und das des anschließenden Feldes unveränderlich sei und daß an den Randträger ein gleichmäßig vollbelastetes Deckenfeld anschließe.

An Stelle der Einzel-Drehmomente  $M_n, \dots (M_n', \dots)$  tritt nun ein Streckenmoment  $m_x$  (Dimension  $tm/m = t$ ). Von dessen Größenverlauf ist bekannt, daß es seinen größten Wert an den drehfesten Stützpunkten mit  $\frac{q l_n^2}{12}$  annimmt und gegen die

Balkenmitte zu, wo es seinen kleinsten Wert erreicht, abnimmt. (Abb. 3). Ferner muß die Grundgleichung (1) erfüllt sein;  $m_x$  läßt sich als Funktion von  $x$  darstellen, die aber vorderhand noch unbekannt ist und die wir durch die hypothetische Gleichung

$$(5) \quad m_x = a + b x^2 + c x^4 + \dots$$

ausdrücken wollen.

Der stetigen Veränderlichkeit des Torsionswinkels entsprechend schreiben wir nun in Analogie zur Gl. (3)

$$(6) \quad d \varphi_x = k M_x dx.$$

Da ferner  $M_x = \int_0^x m_x dx$ , so erhält man nach Differentiation die Gleichung:

$$(7) \quad \frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} = k m_x.$$

Deren Auflösung ergibt unter Berücksichtigung von Gl. (5)

$$(8) \quad \varphi_x = k \left[ \frac{a x^2}{2} + \frac{b x^4}{12} + \frac{c x^6}{30} + \dots - \left( \frac{a l^2}{8} + \frac{b l^4}{192} + \frac{c l^6}{1920} + \dots \right) \right].$$

Der Biegewinkel  $a_n$  eines Plattenstreifens von der Breite  $l$  ist analog Gl. (2) anzuschreiben:

$$(9) \quad a_n = \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{24} + \frac{l_n}{2} (a + b x^2 + c x^4 + \dots) \right).$$

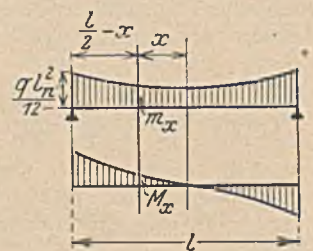


Abb. 3.

<sup>1</sup> A. Föppel, Vorlesungen über technische Mechanik Bd. 3 u. Bd. 5.

Laut Gl. (1) müssen Gl. (8) und Gl. (9) identisch erfüllt sein. Dies ist der Fall, wenn die Koeffizienten gleich hoher Potenzen von  $x$  einander gleich sind. Auf Grund dieser Bedingung sind die Koeffizienten  $a, b, c, \dots$  bestimmbar und wir erhalten nach Auflösung und Einführung der Größe

$$k_1 = \frac{k E_n J_n}{l_n}$$

den gesuchten Ausdruck für  $m_x$  in der Form:

$$(II) \quad m_x = - \frac{q l_n^2 \left( 1 + k_1 x^2 + \frac{k_1^2}{6} x^4 + \frac{k_1^3}{90} x^6 + \dots \right)}{12 \left[ 1 + k_1 \left( \frac{l_n}{2} \right)^2 + \frac{k_1^2}{6} \left( \frac{l_n}{2} \right)^4 + \frac{k_1^3}{90} \left( \frac{l_n}{2} \right)^6 + \dots \right]}$$

**Zahlenbeispiele:**

**Beispiel 1.**

Es sei eine Decke nach dem in Abb. 1 gegebenen Schema mit 4 Trägern ( $E_n, J_n$ ) und 5 gleichen Feldern ( $a_1 = \frac{l}{5}$ ) vorliegend. Die Belastung sei  $q$  t/m für jeden Träger. Infolge Symmetrie der Anordnung ( $T = T'$ ) sind nur die beiderseits gleichen Einspannmomente  $M_1$  der beiden äußeren Träger und  $M_2$  der inneren Träger zu berechnen.

Die Gleichungen (1) lauten nun:

$$\begin{cases} - \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{24} + \frac{M_1 l_n}{2} \right) = (M_1 + M_2) \frac{1}{5} k; \\ - \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{24} + \frac{M_2 l_n}{2} \right) = (M_1 + M_2) \frac{2l}{5} k - M_1 \frac{1}{5} k. \end{cases}$$

Nach Auflösung und Einführung der Größe  $k_1$  wie oben erhält man:

$$M_1 = \frac{q l_n^2}{12 \left( 1 + \frac{2 k_1 l}{5} + \frac{2 k_1 l}{5 + 2 k_1 l} \right)}$$

$$M_2 = \frac{M_1}{\left( 1 + \frac{2 k_1 l}{5} \right)}$$

a) Für Walzeisensträger (biegungssteife Anschlüsse vorausgesetzt).

Deckenträger I NP. 18,  $J_p = 1450 \text{ cm}^4$ ;  $l_n = 5,00 \text{ m}$ ;  
Randträger I NP. 28,  $J_p = 7954 \text{ cm}^4$ ;  $l = 6,50 \text{ m}$ ;  $F = 61,1 \text{ cm}^2$

$$k E = \frac{40 \cdot 7954}{0,385 \cdot 61,1} = 0,05928 \text{ cm}^{-4}$$

$$k_1 = \frac{0,05928 \cdot 1450}{500} = 0,1719 \text{ cm}^{-1};$$

mit diesen Werten wird:

$$M_1 = - \frac{q l_n^2}{560}$$

$$M_2 = - \frac{q l_n^2}{25595}$$

Infolge des relativ geringen Torsionswiderstandes der Walzeisensträger ist die Einspannung durch die Randträger praktisch gleich Null.

b) Für Eisenbetonträger.

Deckenträger 30/20 cm mit 7 cm starker Platte,  $b = 130 \text{ cm}$ ,  $J_n$  des vollen Betonquerschnittes =  $0,000926 \text{ m}^4$ .

Randträger 55/40 cm.

$$k E = \frac{3,6 (0,55^2 + 0,40^2)}{0,385 \cdot 0,55^3 \cdot 0,40^3} = 406,15 \text{ m}^{-4}$$

$$k_1 = \frac{406,15 \cdot 0,000926}{5,0} = 0,0752 \text{ m}^{-1};$$

somit wird:

$$M_1 = - \frac{q l_n^2}{16,31}$$

$$M_2 = - \frac{q l_n^2}{19,50}$$

**Beispiel 2.**

Es sei das Maximalmoment einer zwischen zwei Träger nach Abb. 4 eingespannten, mit  $q$  t/m<sup>2</sup> belasteten Platte zu berechnen. Die Stützweite der gegen Verdrehung vollkommen festgelagerten Randträger ist 4,00 m.

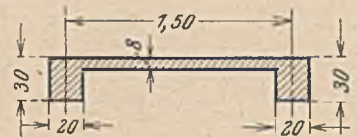


Abb. 4.

Es ist:

$$k E = \frac{3,6 (0,20^2 + 0,30^2)}{0,385 \cdot 0,20^3 \cdot 0,30^3} = 5628 \text{ m}^{-4}$$

$$J_n = \frac{100 \cdot 8^3}{12} = 4267 \text{ cm}^4/\text{m} = 0,0004267 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$k_1 = \frac{5628 \cdot 0,0004267}{1,5} = 0,1601 \text{ m}^{-2}$$

Das kleinste Einspannmoment in der Mitte der Randträger ist nach Gl. (II)

$$m_{x=0} = - \frac{q l_n^2}{12 \left( 1 + 0,6404 + 0,0684 + 0,0029 \right)} = - \frac{q l_n^2}{20,54}$$

diesem entspricht ein maximales Feldmoment von

$$M = + \frac{q l_n^2}{13,10}$$

**Beispiel 3.**

Bei einer über zwei gleiche Feldweiten durchlaufenden Platte tritt unter gleichmäßig verteilter Vollbelastung über der Mittelstütze ein Moment von  $q l/8$  auf; auch unsere Bestimmungen für Eisenbeton fordern die Berücksichtigung dieses Momentes, obwohl beim monolithischen Eisenbetonbau die freie Drehbarkeit der Platte über der Endstütze in der Regel gehindert ist, wodurch eine Herabminderung des Momentes über der Mittelstütze eintritt.

Für die in Abb. 5 dargestellte Platte soll nun unter Berücksichtigung der teilweisen Endeinspannung die Größe des Momentes über der Mittelstütze errechnet werden.



Abb. 5.

sichtigung der teilweisen Endeinspannung die Größe des Momentes über der Mittelstütze errechnet werden.

Bezeichnet  $m_x$  das Streckenmoment an der Außen-,  $m_x'$  dasjenige an der Mittelstütze, so schreiben wir die Gl. (2) nun in der Form:

$$\alpha_n = \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{24} + \frac{m_x l_n}{3} + \frac{m_x' l}{6} \right),$$

$$\alpha_n' = \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{24} + \frac{m_x l_n}{6} + \frac{m_x' l_n}{3} \right) = 0.$$

In der zweiten Gleichung ist zum Ausdruck gebracht, daß die Tangente an die Biegelinie über der Mittelstütze horizontal sein muß. Man erhält:

$$m_x' = -\frac{q l_n^2 + 4 m_x}{8}; \quad \alpha_n = \frac{1}{E_n J_n} \left( \frac{q l_n^3}{48} + \frac{m_x l_n}{4} \right)$$

Mit Berücksichtigung von Gl. (5) lautet nun die Grundgleichung (1):

$$k \left( \frac{ax^2}{2} + \frac{bx^4}{12} + \frac{cx^6}{30} + \dots \right) - k \left( \frac{a l^2}{8} + \frac{b l^4}{192} + \frac{c l^6}{1920} + \dots \right) =$$

$$= \frac{1}{E_n J_n} \left[ \frac{q l_n^3}{48} + \frac{l_n}{4} (a + bx^2 + cx^4 + \dots) \right].$$

Nach analoger Auflösung wie oben erhalten wir hieraus:

$$m_x = -\frac{q l_n^2 \left[ 1 + 2 k_1 x^2 + \frac{2}{3} k_1^2 x^4 + \frac{4}{45} k_1^3 x^6 + \dots \right]}{12 \left[ 1 + 2 k_1 \left( \frac{l}{2} \right)^2 + \frac{2}{3} k_1^2 \left( \frac{l}{2} \right)^4 + \frac{4}{45} k_1^3 \left( \frac{l}{2} \right)^6 + \dots \right]}$$

Die der Abb. 5 entsprechenden Zahlengrößen sind:

$$J_n = 0,000\ 042\ 67\ m^4/m$$

$$k E = \frac{3,6(0,20^2 + 0,30^2)}{0,385 \cdot 0,20^3 \cdot 0,30^3} = 5628\ m^{-4}$$

$$k_1 = \frac{5628 \cdot 0,000\ 042\ 67}{1,5} = 0,1601\ m^{-2};$$

somit wird:

$$m_{x=0} = -\frac{q l_n^2}{30,93}$$

Dem entspricht ein Moment über der Mittelstütze von:

$$m_x' = -\frac{q l_n^2}{9,19}$$

Berücksichtigt man, daß dies ein rechnerischer Maximalwert ist, der auf Grund von Annahmen über die Deformation der Platte gewonnen wurde, welche sich in der Wirklichkeit wegen des Zusammenhanges der Platte in der Querrichtung noch günstiger stellen, als hier vorausgesetzt, so wird man die in den Bestimmungen geforderte Berücksichtigung des Momentes von  $q l^2/8$  für eine Eisenbetonplatte nach Abb. 5 jedenfalls als zu streng ansehen müssen.

## Die Überwachung des Betonbaues bei der Deutschen Reichsbahn.

Von Reichsbahnrat Vogeler, Berlin.

Übersicht: 1. Organisation der Bauüberwachung; 2. Beobachtungen 1929; 3. Weitere Entwicklung 1930; 4. Wirtschaftlicher Zementverbrauch; 5. Zementschlämme und Wechselerhärtung.

1. Auf der 33. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (E. V.) hatte Verfasser Gelegenheit, über die Organisation einer zeitgemäßen Bauüberwachung des Betonbaues bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zu sprechen<sup>1</sup>. Diese begann mit der Herausgabe der bekannten „Anweisung für Mörtel und Beton“ (AMB)<sup>2</sup> im Herbst 1928. Dem Lehrbuch folgten der Ausbau bzw. die Neueinrichtung von Baustoffprüfstellen, Beschaffung von Baustellenprüfgerät<sup>3</sup> und die Unterweisung von 10 000 Baubeamten. Ferner wurden die Aushangtafel „Merkblatt für Betonbauten“<sup>2</sup> und das Taschenbuch „Beton-Merkbuch“<sup>2</sup> herausgegeben.

2. Über die Erfolge dieser Bemühungen konnte nach Ablauf des ersten Jahres der Bauüberwachung folgendes berichtet werden: An 23 im Jahre 1929 besichtigten Baustellen, die im ganzen Reiche verstreut lagen, wurden die nach der AMB verlangten Arbeiten für die Prüfung der Baustoffe, der Betonbereitung, der Betongüte usw. im Durchschnitt zu 75% ausgeführt<sup>4</sup>. Dabei wurden u. a. ausreichend gepflegt: die Kornverbesserung der Zuschlagstoffe sowie die Zubereitung, Nachbehandlung und Würfelprüfung des Betons. An einigen Beispielen konnte im besonderen die gute Wirkung der Arbeit auf das Betongefüge nachgewiesen werden (Abb. 1). Dagegen wurden noch ungenügend behandelt: Die Prüfung der Bindemittel, die Steifprüfung und die Balkenprüfung des Betons. Die Anteilnahme der Unternehmer war, von einigen Ausnahmen abgesehen, nicht befriedigend.

3. Diese Mitteilungen über die Vorgänge bei der Reichsbahn haben seinerzeit großes Interesse erweckt und heute den Wunsch laut werden lassen, über die weitere Entwicklung zu hören.

<sup>1</sup> Teilweise Wiedergabe des Vortrages in „Der Bauingenieur“ 1930, Heft 33. Vollständige Wiedergabe im „Bericht über die 33. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1930“.

<sup>2</sup> Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

<sup>3</sup> S. Tafel in „Der Bauingenieur“ 1930, Heft 33, S. 568.

<sup>4</sup> S. Tafel in „Der Bauingenieur“ 1930, Heft 33, S. 571.

Darum sollen nachstehend die Ergebnisse des Baujahres 1930 kurz geschildert werden.

In gleicher Weise wie 1929 wurden in einer Reihe von Direktionsbezirken Baustellen besichtigt. Tab. 1 zeigt das Ergebnis nach dem Schema des ersten Berichtes<sup>1</sup>. Rein zahlenmäßig erscheint wiederum die Feststellung, daß im Durchschnitt 75% der im Kopf der Tafel angegebenen wesentlichsten Gesichtspunkte neuzeitlicher Betonbereitung beachtet wurden. Gegenüber dem Baujahr 1929 besteht aber dennoch ein Unterschied.

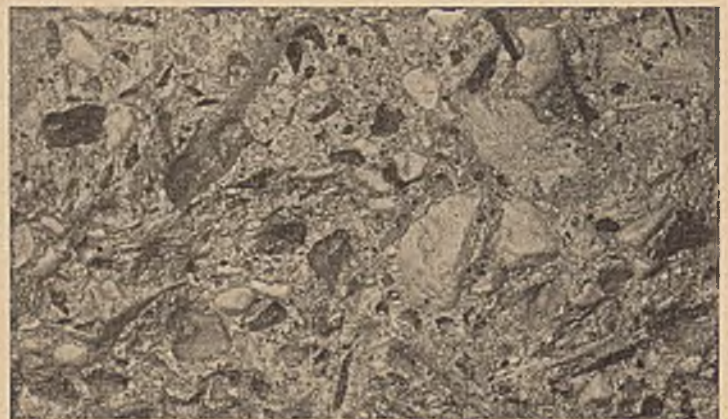


Abb. 1. Muster für gutes Betongefüge.

Während das Ergebnis des Vorjahres mit Rücksicht auf den damaligen Beginn der Organisation vornehmlich den besichtigten Baustellen galt, darf das Ergebnis von 1930 mehr verallgemeinert werden. Die Berechtigung zu dieser Verallgemeinerung ist wie folgt begründet: Für das zweite Baujahr wurde weiteres Baustellengerät beschafft. Die Baubeamten wurden durch neue, im besonderen praktische Lehrgänge für die Bauüberwachung nochmals vorbereitet. Die Baustoffprüfstellen in den Direktionsbezirken wurden ebenfalls weiter entwickelt. Bereits 17 sind



ausreichend gefördert (s. z. B. Abb. 2)<sup>5</sup>. Die Leiter aller Prüfstellen wurden in einem Sonderkursus in ihre neuen Aufgaben eingeführt.

Zu Tab. 1 bleibt noch zu berichten: Sie zeigt große Übereinstimmung mit der Tafel von 1929<sup>4</sup>. Zuschlagstoffprüfung, gute Betonbereitung und  $W_b$  = Würfelprüfung fanden regen

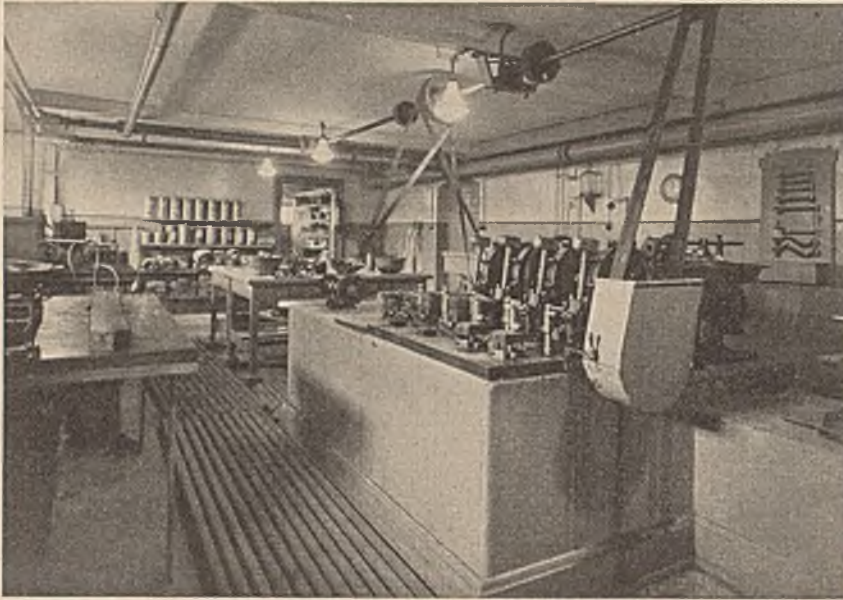


Abb. 2. Baustoffprüfstelle Köln. Raum für die Herstellung der Zementnormen-Probekörper.

Anklang, während wiederum Bindemittelprüfung, Steifeprüfung und Balkenprüfung (umrahmte Felder) den meisten Ausfall brachten.

Zu den Ausfällen ist im einzelnen zu sagen: Der Balkenversuch (Spalte 24) hat im Gegensatz zum ersten Jahre, wo er noch völlig fehlte, in vier von sieben Fällen nunmehr seinen Einzug auf den Eisenbetonbaustellen der Reichsbahn gehalten. Im Verhältnis der + -und -Werte zueinander liegt das Ergebnis bei den Steifeprüfungen (21, 22) etwas günstiger, bei den Bindemittelprüfungen (6, 7) ungünstiger als 1929. Die Koch- und Abbindeversuche der Bindemittel auf der Baustelle sind nicht beliebt. Der Grund dürfte vornehmlich darin zu suchen sein, daß bei der Reichsbahn von jedem Waggon ohnehin die maßgebende Prüfung der Bindemittel in der Baustoffprüfstelle durchgeführt wird. Der Außenbeamte hält die Baustellenprüfung dann für überflüssig und übersieht, daß sie in erster Linie vorgeschrieben ist, damit er sich auch selber mit diesem Baustoff und seinen Eigenschaften beschäftigt.

Die Bemühungen um gute Lagerung der Bindemittel auf der Baustelle (9) sind gegen das Vorjahr erheblich gewachsen. Wie notwendig das ist, beleuchten die neueren Untersuchungen von Grün, wonach alle Zementarten, einbegriffen die hochwertigen Zemente, nach dreimonatlicher ungünstiger Baustellenlagerung im Durchschnitt 15% an Zug- und Druckfestigkeit einbüßen<sup>6</sup>. Nach einer früheren Arbeit von Grün gibt die AMB auf S. 11 8% Einbuße für drei Monate normal gelagerte Zemente an.

Eine Beteiligung der Unternehmer an der Bauüberwachung war kaum zu beobachten. Gegen 1929 war das Interesse noch bedeutend geringer. Es darf wohl angenommen werden, daß im wesentlichen die ungünstige Wirtschaftslage an der Zurückhaltung die Schuld trug. Die umfassende Selbsthilfe der Reichsbahn kam diesem Verhalten überdies stark entgegen. Immerhin

<sup>5</sup> Vgl. Baustoffprüfstelle Berlin in „Der Bauingenieur“, 1930, Heft 33, S. 570, Abb. 6—10.

<sup>6</sup> Grün, Zentralblatt der Bauverwaltung 1930, Heft 27.

bietet die Reichsbahn durch ihre Selbstorganisation schon heute Gelegenheit zu kostenloser Mitarbeit.

Die Baustellenbesuche gaben sodann Anlaß, in Rundschreiben noch Fragen zu berühren, von denen die nachstehenden ein allgemeineres Interesse beanspruchen dürften.

4. Über den Verbrauch an Zement wurde bemerkt, daß vielfach zu fette Mischungen angesetzt werden, die die statischen oder auch selbst die gelegentlich vom Eisenbahnbetrieb gestellten besonderen Bedingungen an hohe Anfangsfestigkeit weit überholen. Der hochwertige Zement ist dabei ein beliebtes, aber vielfach noch unnötig herbeigezogenes Hilfsmittel. Der Praktiker muß durch Festigkeitsversuche noch mehr darüber aufgeklärt werden, daß er in den meisten Fällen — hier für den Eisenbahnbau gesprochen — auch mit Durchschnittszementen und Durchschnittsmischungen sogar reichlich sicher bauen kann.

In diesem Zusammenhang ist es angebracht, an das schon von verschiedenen Fachleuten beklagte „Wettrennen um die Druckfestigkeit“ bei den Bindemitteln zu erinnern. Unsere heutigen Zemente sind im allgemeinen derart hoch in den Druckfestigkeiten, daß schon der gewöhnliche Normzement sehr oft mit den Eigenschaften des hochwertigen Zementes zum Verkauf kommt. Es wird auf diese Weise wirtschaftlich zweckloser Festigkeitsaufwand getrieben<sup>7</sup>.

Darum ist es durchaus verständlich, wenn gelegentlich auch die Forderung laut wird, neben den selbstverständlich notwendigen vornehmlich in der Druckfestigkeit hochstehenden Zementen solche mit anderen hervorstechenden Eigenschaften

beziehen zu können. Z. B. würde ein Zement mit etwa folgenden Normen-Zug- und Druckfestigkeiten und Verhältnissen dieser Festigkeiten zueinander und in Verbindung mit gut gekörntem Zuschlagstoff voraussichtlich ein technisch und wirtschaftlich sehr guter Baustoff für viele Bauaufgaben sein:

| kg/cm <sup>2</sup>  | Wasserlagerung |         | Wasser-Luft-Lagerung |
|---------------------|----------------|---------|----------------------|
|                     | 7 Tage         | 28 Tage | 28 Tage              |
| Zug . . . . .       | 15             | 25      | 30                   |
| Druck . . . . .     | 120            | 200     | 250                  |
| Zug : Druck . . .   | 1 : 8          | 1 : 8   | 1 : 8,3              |
| Z : D in den Normen | 1 : 10         |         | 1 : 11,7             |

Ein derartiger Zement würde die Lücke in der Reihe der Zemente wieder schließen, die für gewisse Bauaufgaben, z. B. für Fundamente, aufgehendes Mauerwerk usw. (AMB, Tafel I, unter A) entstanden ist, seitdem von den früheren Normenwerten zu den heutigen Zahlen übergegangen wurde. Diese Lücke tritt erst recht in Erscheinung, seitdem auf guten Zuschlagstoff gehalten wird. Eine besonders glückliche Lösung würde vorliegen, wenn es gleichzeitig gelänge, durch neue Wege in der Wahl und Zusammensetzung der Rohstoffe des Zementes das oben als Beispiel angeführte Verhältnis von Zug : Druck zu erreichen.

Im Rahmen der Abhandlung kann diese Frage nicht weiter erörtert werden. Jedenfalls werden Wünsche dieser Art nur dann in Erfüllung gehen, wenn erst sehr viel weitere Kreise der Verbraucherschaft erkannt haben, daß es nicht nur auf Druckfestigkeit, sondern auf die Gesamtgüte des Betons in Verbindung mit einem entsprechenden Bindemittel ankommt, und wenn die Verbraucher danach ihre Forderungen stellen werden.

5. Schließlich wurde im Anschluß an die Baustellenbesichtigungen das gelegentlich immer noch beliebte Schlämmen mit reinem Zement bei Arbeitsfugen und auch Ansichts-

<sup>7</sup> Grün, Chemiker-Zeitung, 54. Jahrgang, Nr. 81.

flächen grundsätzlich untersagt, da es zu starken Ausblühungen, Schwindrissen und Zerstörungen führt. Wo ein Schlämmen an sich erforderlich ist, soll es mit einem Mörtel im Mischungsverhältnis 1 Rtl. Zement : 1,5 Rtl. feinem Sand geschehen (Beton-Merkbuch, Ziffer O<sub>8</sub>).

Ein außerordentlich unglückliches Beispiel von reiner Zementschlämme auf einer Ansichtsfläche zeigt Abb. 3. Dieses Bild entbehrt nicht eines gewissen Reizes für die Fachwelt. Herr Gensbaur hat in seiner bekannten Arbeit über die versteckten Zementtreiber<sup>8</sup> das Bauwerk, von dem dieses Bild stammt, und Nachbarbauwerke weniger gefährlichen Aussehens als Zeugen dafür angeführt, daß hier starke Betonzerstörungen durch Wechsellagerung der verwendeten Zemente im Verein mit einer wahrscheinlichen Treibneigung vorlägen. Das sei besonders auffallend, da doch gewiß bei diesen Reichsbahnbauten die Überwachung der Betonaufbereitung nach der AMB stattgefunden habe. Auch Olsen kommt in seiner Besprechung der Arbeit von Gensbaur darauf zurück<sup>9</sup>. Es dürfte danach bei dieser Gelegenheit am Platze sein, die von Gensbaur erbetene Aufklärung zu geben. Diese lautet:

Die fraglichen Bauten sind bis zu 17 Jahren alter als die AMB. Bauüberwachung des Betons wurde nur in der vor der AMB üblichen Weise ausgeführt, indem die Zemente nach den Normen geprüft wurden. Dabei war nichts zu beanstanden.

<sup>8</sup> Gensbaur, Festigkeitsrückgänge des Zements und des Betons. Ergebnisse der Diskussion über die KL-Lagerung, Selbstverlag, 1929, S. 51.

<sup>9</sup> Olsen, Beton u. Eisen, 1930, Heft 6, S. 127, 128.



Abb. 3. Zerstörte Schlämme aus reinem Zement.

Die Schäden sind Schwindrisse einer außen aufgestrichenen Schlämme aus reinem Zement. Im Laufe der Jahre haben sich Staub und Ruß auch in die feinsten Haarrisse gesetzt, so daß — bei Betrachtung aus dem fahrenden Zuge — der irrige Eindruck entsteht, das Bauwerk stünde unmittelbar vor dem Zerfall. Von einigen Schwind- und Setzrissen abgesehen, ist der Beton gesund, wie nicht geschlammte Bauteile deutlich zeigen.

## KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZU DER NEUZEITLICHEN ENTWICKLUNG DER GEWICHTSSTAUMAUER.

Von Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe.

Mit der Verdrängung der Bruchsteinbauweise durch den Beton und mit dem systematischen Ausbau der Wasserkräfte hat der Talsperrenbau nach dem Kriege eine Entwicklung erfahren, wie sie nur wenigen Gebieten des Bauwesens beschieden wurde. Wenn die Gewichtstaumauer während dieser Entwicklung auch rein äußerlich ihr Bild gewahrt hat, so traten mit der Umstellung auf die neue Bauweise und mit der stetigen Steigerung der Stauhöhe doch soviel neue Fragen und Konstruktionsmaßnahmen in Erscheinung, daß es sich schon lohnen dürfte, die Entwicklung, wie sie sich in den einzelnen Ländern vollzogen hat, vergleichend zu betrachten und kritisch zu beleuchten.

### Querschnittsbemessung und -durchbildung.

Die Querschnittsbemessung von Gewichtstaumauern erfolgt heute in den Talsperrenbauenden Ländern immer noch nach ganz verschiedenen Gesichtspunkten<sup>1</sup>. Es lassen sich hier drei wesentliche Gruppen unterscheiden.

Die verbreitetste Auffassung ist die, daß die Querschnittsbemessung so zu erfolgen hat, daß unter Zugrundelegung der Trapezregel bei gefülltem Staubecken der zu erwartende Auftrieb oder Unterdruck noch mit Sicherheit durch das Mauergewicht kompensiert werden kann. Ein Abreißen der Staumauer — wie es bei uns ins Auge gefaßt wird — kann bei einer derartigen Bemessung naturgemäß nicht eintreten. Wird der bei einer Stauhöhe von  $h$  Metern zu erwartende Auftrieb oder Unterdruck mit  $u \cdot h$  bezeichnet, so ergibt sich auf Grund der genannten Forderung die in Abb. 1 dargestellte Verteilung der

Bodenpressungen. Für eine senkrecht stehende Wasserseite errechnet sich der Spitzenwinkel  $\beta$  in bekannter Weise<sup>2</sup> zu:

$$(1) \quad \text{arc tang } \beta = \sqrt{\frac{1}{\gamma - u}}$$

So einfach (1) und der zu ihr hinführende Gedankengang ist, so umstritten ist die Größe des einzusetzenden Unterdruckkoeffizienten  $u$ . Es gibt auch heute noch Länder, in welchen man den Unklarheiten grundsätzlich aus dem Wege geht, indem der von Levy geforderte Größtwert  $u = 1$  eingesetzt wird, und wo man nur für außergewöhnlich gute Gründungsverhältnisse eine Abminderung von  $u = 1$  auf etwa 75% zulassen zu dürfen glaubt. Typische Beispiele hierfür sind Spanien und die Schweiz<sup>3</sup>. Bezogen auf ein Raumgewicht des Betons von  $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$  erhält man für  $u = 1$  ein  $\text{tang } \beta$  von 0,88 und für  $u = \frac{3}{4}$  ein solches von 0,80.

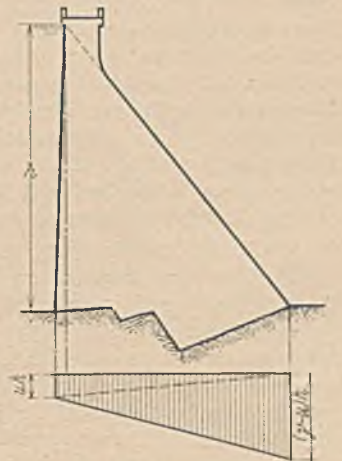


Abb. 1. Unterdruckverteilung u. Bodenpressungen gemäß Gl. (1).

<sup>1</sup> Vgl. hierzu die Zusammenstellung in dem Aufsatz: Probst—Tölke, Entwurf und Wirtschaftlichkeit von Staumauern aus Beton und Eisenbeton. Z. VDI Bd. 74 (1930), Nr. 13.

<sup>2</sup> Vgl. z. B. Kammüller, Die Theorie der Gewichtstaumauern. Springer, Berlin 1929, Seite 14, Formel (9).

<sup>3</sup> Barberine, Wäggital, Gelmersee und andere.

von Beton-Gewichtstaumauern — im allgemeinen mit hohen Prozentsätzen von Blockeinlagen — erbaut worden<sup>4,5</sup>. Aus der nachstehenden Zusammenstellung, in welcher die wichtigsten nach dem Kriege in diesem Lande erbauten Gewichtstaumauern aufgeführt sind, läßt sich unmittelbar der überragende Einfluß erkennen, welchen auch heute noch die Levysche Auffassung in Spanien besitzt.

| Staumauer                  | h     | u    | Staumauer                | h    | u    |
|----------------------------|-------|------|--------------------------|------|------|
| Tremp . . . . .            | 100 m | 1,0  | Alfonso XIII . . .       | 48 m | 1,0  |
| Camarasa . . . . .         | 95 „  | 1,0  | Aguyero . . . . .        | 48 „ | 1,0  |
| San Antonio . . . . .      | 92 „  | 1,0  | Talave . . . . .         | 46 „ | 1,0  |
| Principe Alfonso . . . . . | 73 „  | 1,0  | Cueva Fordada . . . . .  | 45 „ | 1,0  |
| Chorro . . . . .           | 72 „  | 1,0  | Pena . . . . .           | 45 „ | 1,0  |
| Vado . . . . .             | 63 „  | 1,0  | Belsue . . . . .         | 42 „ | 0,85 |
| Mediana . . . . .          | 60 „  | 0,75 | Moneva . . . . .         | 38 „ | 1,0  |
| Fayon . . . . .            | 60 „  | 1,0  | Gallipuen . . . . .      | 36 „ | 0,85 |
| Barasona . . . . .         | 60 „  | 0,75 | Ardisa . . . . .         | 35 „ | 1,0  |
| La Chierva . . . . .       | 59 „  | 1,0  | Principe Jaime . . . . . | 35 „ | 1,0  |
| Foix . . . . .             | 57 „  | 1,0  | Cienfuens . . . . .      | 33 „ | 0,75 |
| Guadalmellato . . . . .    | 57 „  | 1,0  | Barcedana . . . . .      | 30 „ | 1,0  |
| Nuova Pera . . . . .       | 54 „  | 1,0  | Arguis . . . . .         | 28 „ | 1,0  |
| Santolea . . . . .         | 53 „  | 1,0  |                          |      |      |

Die konstruktive Durchbildung der spanischen Gewichtstaumauern zeichnet sich im allgemeinen durch große Einfachheit aus. Auf den Einbau einer Drainage oder von Kontrollschächten ist — von wenigen Ausnahmen abgesehen — verzichtet worden.

Die Wasserseite steht im allgemeinen senkrecht, was aus statischen und herstellungstechnischen Gründen nur zu empfehlen ist. Es mutet etwas eigenartig an, wenn auch heute noch eine Neigung der Wasserseite immer wieder damit begründet wird, daß bei leerem Becken an der Luftseite Zugspannungen infolge der aufgesetzten Krone vermieden werden sollen. Einmal ist es sehr zweifelhaft, ob die nach dem Bemessungsverfahren der Trapezregel errechneten Zugspannungen tatsächlich überhaupt auftreten, und zum anderen sind diese in Mauern mit senkrecht stehender Wasserseite viel zu gering, als daß es sich lohnte, darüber Worte zu verlieren. Da jede Schrägstellung der Wasserseite eine Verringerung der Sicherheit bei gefülltem Staubecken darstellt, sollte man besser auf diese die Herstellung nicht vereinfachende Maßnahme verzichten.

Die spanischen Staumauern besitzen vielfach an der Wasserseite, zuweilen auch noch an der Luftseite einen besonderen Dichtungsbeton. Eine fettere Mischung erhöht ja zweifellos durch die Verringerung der Porosität der Zementpaste die Wasserdichtigkeit des Betons. Man darf aber nicht übersehen, daß die Erwärmung des Betons beim Abbinden des Zements und das Schwindmaß um so größer sind, je mehr Zement zur Verarbeitung gelangt. Dem Vorteil der größeren Dichtigkeit steht somit auf der anderen Seite der Nachteil einer gesteigerten Rißgefahr gegenüber. Es sei in diesem Zusammenhange an die Erfahrungen beim Bau der St. Marc-Staumauer (Frankreich) erinnert, über welche in dieser Zeitschrift<sup>6</sup> berichtet wurde.

Man sollte eher bestrebt sein, die größere Wasserdichtigkeit durch eine im allgemeinen auch wirtschaftlichere, erhöhte Sorgfalt bei der Zusammensetzung und Herstellung des Betons zu erreichen. Einmal läßt sich durch Zugabe einer entsprechenden Menge von Feinteilen — z. B. Steinmehl oder Traß, wo er angebracht ist — das Auftreten von Strukturporen weitgehend einschränken und die Plastizität der Mischung erhöhen, während man auf der anderen Seite durch Verwendung möglichst

vieler grober Zuschlagteile den Mengenanteil des Mörtels herabsetzen kann, was bei gleichbleibender Zementdosierung eine Verbesserung der Zementpaste, also Erhöhung der Wasserdichtigkeit bedeutet. Durch Steigerung der größten Zuschlagteile auf 175 mm Korngröße und Steigerung des Mengenanteiles der groben Korngrößen ist es bei der kürzlich erbauten 60 m hohen Bull-Run-Staumauer (USA)<sup>7</sup> gelungen, mit 150 kg Zement pro m<sup>3</sup> fertigen Beton ein wasserdichtes Material herzustellen. In Spanien wurde zur Erzielung des gleichen Zweckes vielfach ein Vorsatzbeton mit 300 bis 500 kg Zement pro m<sup>3</sup> fertigen Beton für nötig befunden.

Eine zwar nicht sehr hohe, aber recht interessante spanische Staumauer zeigt der in Abb. 2 dargestellte Querschnitt der Arguis-Talsperre<sup>8</sup>, welche bereits im 17. Jahrhundert erbaut und kürzlich um 5 m erhöht wurde. Man erkennt sehr schön, wie sehr sich die Anschauungen von früher bezüglich der Querschnittsanordnung von unserer heutigen unterscheiden.

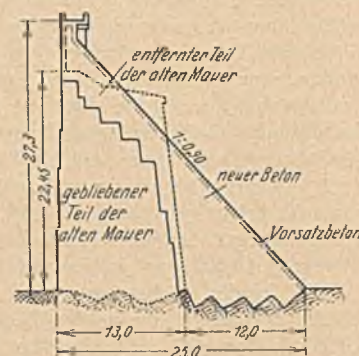


Abb. 2. Presa de Arguis; Querbett.

Italien, das in den letzten 15 Jahren mehr Talsperren gebaut hat als alle übrigen europäischen Staaten zusammen — vgl. die nachstehende Zusammenstellung<sup>8</sup> über die dort seit 1914 erbauten Staumauern —

|   |            |
|---|------------|
| Erdämme . . . . .                           | 10 = 6%    |
| Trockenmauerwerk . . . . .                  | 15 = 10 „  |
| Bruchsteinmauerwerk . . . . .               | 51 = 33 „  |
| Beton mit oder ohne Blockeinlagen . . . . . | 68 = 43 „  |
| Eisenbeton . . . . .                        | 12 = 8 „   |
|   | <hr/>      |
|   | 156 = 100% |

hat mit seinen neuen Talsperrenvorschriften versucht, die Größe des einzusetzenden Unterdruck-Koeffizienten u in Beziehung zu der Größe des Bauwerkes und der Beschaffenheit des Gründungsfelsens zu bringen. Es wird hierbei nach drei Arten von Gründungsfelsen unterschieden: a) kompakt und undurchlässig, b) kompakt und undurchlässig mit örtlichen Zerklüftungen, c) weniger gut und klüftig; Dichtung in hinreichendem Maße erst mit Hilfe von Zementinjektion möglich. Gestaffelt nach der Mauerhöhe und bezogen auf ein Raumgewicht von 2,3 t/m<sup>3</sup> schreiben die italienischen Vorschriften vor:

Staumauern bis zu 25 m Stauhöhe:

Baugrund a:  $u = \frac{1}{3}$   $\tan \beta = 0,71$   
 b:  $u = \frac{1}{2}$   $= 0,75$   
 c:  $u = 1$   $= 0,88$

Staumauern zwischen 25 und 50 m Stauhöhe:

Baugrund a:  $u = \frac{1}{2}$   $\tan \beta = 0,75$   
 b:  $u = \frac{3}{4}$   $= 0,80$   
 c:  $u = 1$   $= 0,88$

Staumauern von 50 m Stauhöhe und mehr:

Baugrund a:  $u = \frac{2}{3}$   $\tan \beta = 0,78$   
 b:  $u = 1$   $= 0,88$   
 c: unzulässig.

Wenn man sich vor Augen führt, daß der Baugrund a — kompakt und wasserdicht ohne örtliche Zerklüftungen — leider nur selten vorhanden ist, so schreibt auch Italien für die Mehrzahl der höheren Staumauern praktisch die Levysche Bemessungsformel vor, welche, auf unsere deutschen Anschau-

<sup>4</sup> L'Energia Elettrica, Okt. 1924: Fantoli, Intorno ai problemi delle dighe . . . . . Seite 11/12.

<sup>5</sup> Machin: Presas de Fabrica; descripción de tipos y sistemas empleados y proyectados en la cuenca del Ebro. Beitrag zur Weltkraft-Teilkonferenz in Barcelona 1929.

<sup>6</sup> Jahrgang 1930. Orig.-Aufsatz vgl. Annales des ponts et chaussées 1930, Heft II: Effet du retrait dans de grands barrages en béton.

<sup>7</sup> Eng. News Rec. 8. 8. 1929; Bauingenieur 1930, Heft 11/12. Es sei in diesem Zusammenhange auf die beachtenswerte Karlsruher Dissertation von Pflöschinger verwiesen: Der Einfluß der Grobzuschläge auf die Güte von Beton. In Auszügen abgedruckt in der Zeitschrift „Zement“ 1929.

<sup>8</sup> Annali dei Lavori Pubblici 1929: Le dighe di ritenuta in Italia.



ungen bezogen, eine Überdimensionierung von mehr als 20 % darstellt. Man sollte meinen, daß ein derartiges Bemessungsverfahren, welches die Gewichtstaumauer gegen Auftrieb und Unterdruck sozusagen unempfindlich machen soll, eine relativ ein-

durchlaufende Entwässerung des Felsens durch Entwässerungslöcher als Fortsetzung der Mauerdrainage.

Bei der Verbreitung, welche die Drainage von Gewichtstaumauern gefunden hat, wird es vielleicht angebracht sein, auf die Bestimmung der zu erwartenden Auftriebsentlastung kurz einzugehen. Aus strömungstechnischen Erwägungen folgt, daß der Auftrieb von der Wasserseite zur Luftseite im wesentlichen linear auf Null fällt, wenn keine Drainage vorhanden ist. Hoffmann hat in einer sehr bemerkenswerten Abhandlung<sup>11</sup> gezeigt, daß, wenn von der nächsten Umgebung des Entwässerungsrohres oder -schachtes abgesehen wird — wo das Druckdiagramm trichterförmig auf Null sinken muß, wie in Abb. 4 einpunktirt ist —, die durch die Drainage eintretende Druckentlastung dadurch gewonnen werden kann, daß über der im Abstände  $b$  von der Wasserseite liegenden Drainage der durch (2) gegebene Druck  $h_0$  aufgetragen wird.

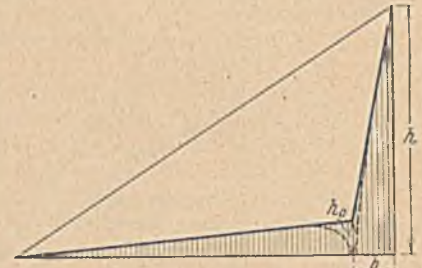


Abb. 4. Auftriebsverminderung durch eine Drainage.

Die Verbindung des Endpunktes der Ordinate  $h_0$  mit den Endpunkten der ursprünglichen dreieckigen Druckverteilung durch gerade Linien liefert eine abgesenkte Druckverteilung — in Abb. 4 schraffiert —, welche stets oberhalb der tatsächlich eintretenden Druckverteilung liegt, also auf der sicheren Seite bleibt.

$$(2) \quad h_0 = \frac{h}{1 + \frac{\pi b}{a \ln \frac{a}{\pi r_0}}}$$

In (2) ist mit  $h$  der Druck an der Wasserseite, mit  $2a$  der gegenseitige Abstand der Entwässerungsrohre oder -schächte und mit  $r_0$  der Radius derselben bezeichnet;  $b$  und  $h_0$  wurden bereits im Text erklärt. In Anwendung auf das Beispiel der Suviana-Talsperre ergibt sich in der Nähe des Gründungsfelsens:

$$b = 7,0 \text{ m}; \quad 2a = 6,0 \text{ m}; \quad r_0 = 0,35 \text{ m}.$$

$$\frac{\pi b}{a} = 7,33; \quad \frac{a}{\pi r_0} = 2,73; \quad \ln 2,73 = 1,004;$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + 7,3} = 0,12 \cdot h.$$

Trotz des großen Schachtabstandes von 6 m beträgt der ideale Druck über der Drainage nur noch 12% von dem an der Wasserseite; die entstehende Auftriebsverteilung zeigt Abb. 4.

Führt man sich einerseits die Bemessungsgrundlage und die konstruktive Durchbildung des Querschnitts der Suviana-Talsperre vor Augen und andererseits die durch Abb. 4 zum Ausdruck gebrachte Druckabsenkung, so zeigt sich hier eine Auffassung des Sicherheitsbegriffes, welche u. E. zu weit geht. Frankreich, einst der eifrigste Verfechter der strengen Levyschen Forderungen — wie sie an dem Beispiel der Suviana-Talsperre und zahlreichen anderen auch heute noch in Erscheinung treten — hat sich daher neuerdings auch von diesem übertriebenen Sicherheitsbegriff losgelöst, Gl. (1) als Bemessungsgrundlage verlassen und eine mit der konstruktiven Durchbildung in Einklang zu bringende Querschnittsbemessung zugrunde gelegt.

Die über 120 m hohe, in Bauausführung begriffene Chambon-

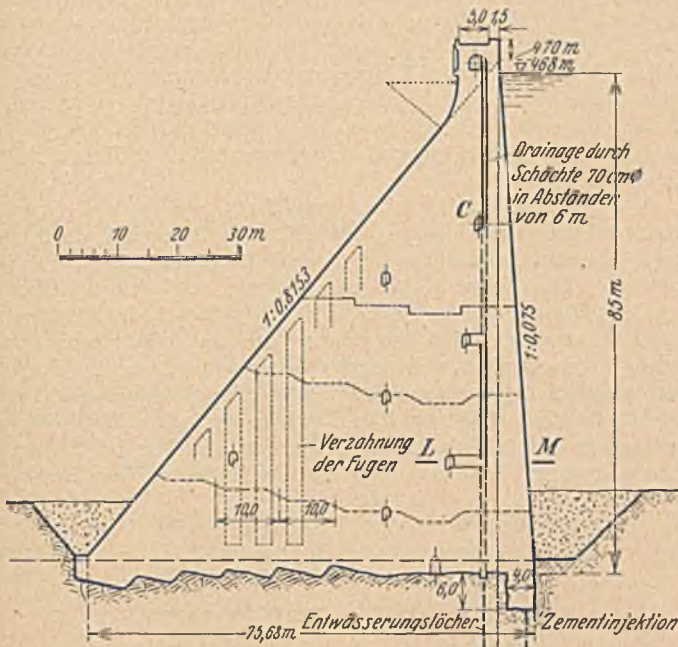


Abb. 3a. Querschnitt durch die Diga di Suviana

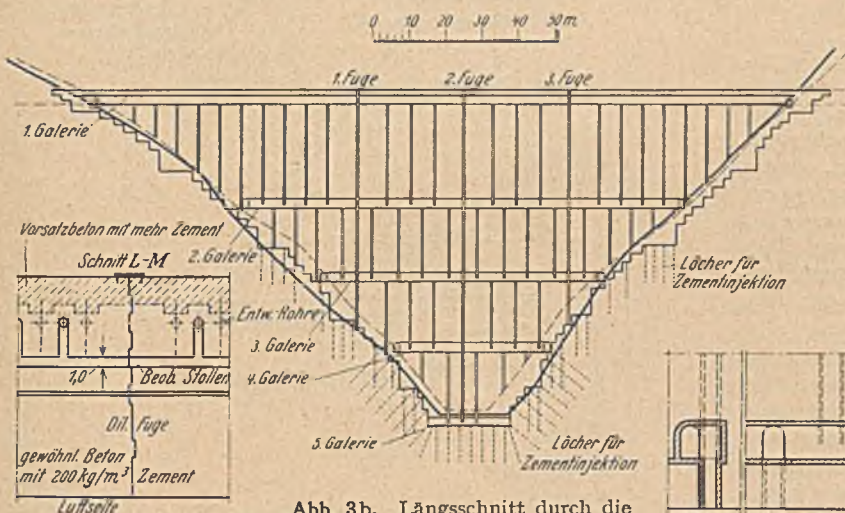


Abb. 3b. Längsschnitt durch die Drainage der Diga di Suviana.

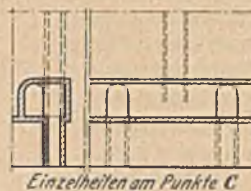


Abb. 3d.

Abb. 3c.

fache konstruktive Querschnittsdurchbildung — wie sie bei den spanischen Staumauern auch vorhanden ist — gestatten dürfte. Ein Blick auf den modernen italienischen Talsperrenbau lehrt jedoch, daß dem nicht immer so ist<sup>9</sup>. Als Beispiel sei auf die in Abb. 3 in Längs-, Quer- und Horizontalschnitt dargestellte über 90 m hohe Suviana-Talsperre<sup>10</sup> in den Apenninen verwiesen, welche vor wenigen Jahren für die italienischen Staatsbahnen erbaut wurde.

Neben der Herdmauer und der darunter liegenden Zementinjektion, die bei keiner sachgemäß hergestellten Gewichtstaumauer fehlen sollten, finden sich hier nicht weniger als neun durchlaufende Beobachtungsgänge, eine von einem Hang zum anderen durchgeführte Mauerdrainage in Gestalt von Schächten von 70 cm Durchmesser, in Abständen von etwa 6 m, und eine

<sup>9</sup> L'Energia Elettrica, Nov. 1928: Contessini, Lo stato costruttivo attuale delle dighe di ritenuta in Italia.

<sup>10</sup> L'Energia Elettrica 1925: Impianti idroelettrici . . . .

<sup>11</sup> Hoffmann, Permeazioni d'acqua e loro effetti nei muri di ritenuta; Ulrico Hoepli, Milano 1928.

staumauer<sup>12</sup> im Tale der Romanche in der Nähe von Grenoble zeigt bei einer wasserseitigen Neigung von 5% ein tang  $\beta$  von 0,75 (vgl. Abb. 5), gegenüber 0,88 nach Levy. Andererseits zeigt die konstruktive Durchbildung keinerlei Merkmale, welche

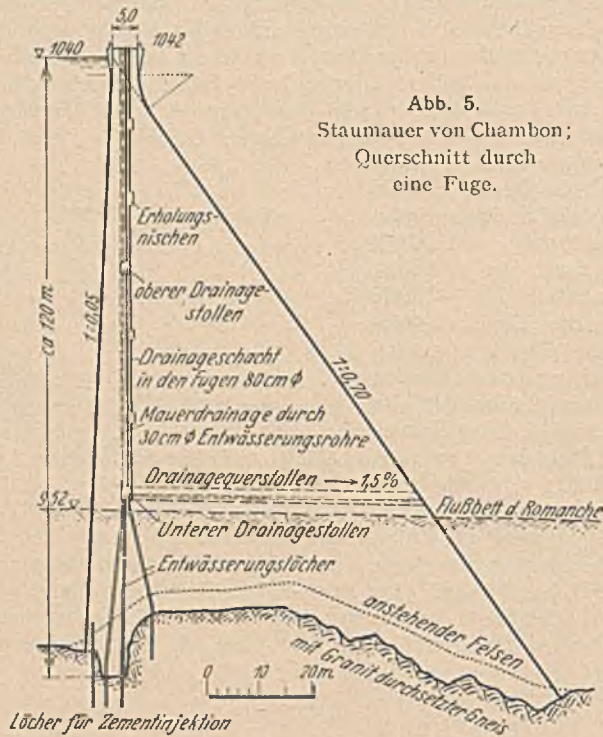


Abb. 5.  
Staumauer von Chambon;  
Querschnitt durch  
eine Fuge.

nicht auch bei der Suviana-Talsperre zu finden sind; im Gegenteil, an Stelle der sehr kostspieligen neun Beobachtungsgänge hat man sich auf zwei beschränkt. Die eigentliche Mauerdrainage hört ebenso wie die Fugen am unteren Beobachtungsstollen auf; sie wird, abgesehen von den Schächten, 80 cm Durchmesser, in den Fugen, durch Entwässerungsrohre, 30 cm Durchmesser, gebildet. Der untere Teil der Staumauer wird gleichzeitig mit dem Felsen durch zwei Reihen von Entwässerungslöchern entwässert, die eine Art Sohlendrainage darstellen. Die doppelreihige Zementinjektion ist bei der beträchtlichen Mauerhöhe schon am Platze.

Man kann sich die Querschnittsbemessung der Chambon-Staumauer in folgender Weise zustandegekommen denken. Der wasserseitig von der Drainage gelegene Teil der Staumauer einschließlich der Kontrollgänge dient der Sicherung der Staumauer gegen Auftrieb und Unterdruck; der verbleibende, luftseitig von den Kontrollgängen gelegene Teil, der im Hinblick auf die getroffenen Vorkehrungen als praktisch frei von Auftrieb und Unterdruck angesehen werden kann, dient der Aufnahme des Stauwasserdruckes. Man überzeugt sich leicht durch Nachrechnen, daß dabei in keinem der beiden Teile des Querschnittes Zugspannungen zu erwarten sind.

Noch schöner kommt das hier zugrundeliegende Konstruktionsprinzip bei der in Algerien im Bau befindlichen L'Oued-Fodda-Staumauer<sup>13</sup> zum Ausdruck (93 m hoch), vgl. Abb. 6, da hier die Drainage fast durch die Spitze des Dreiecksprofils hindurchgeht. Der wasserseitige Teil, welcher der Sicherung gegen Auftrieb und Unterdruck dient, ist hier im Hinblick auf die Neigung der Wasserseite von 10% etwa doppelt so kräftig ausgeführt wie der der Chambon-Staumauer. Recht bemerkenswert ist bei der L'Oued-Fodda-Talsperre die Sicherung des Gründungsfelsens gegen Unterdruck.

Der Baugrund besteht hier aus Kalkfelsen von großer Tragfähigkeit aber starker Klüftigkeit, so daß die Dichtung des

Gründungsfelsens beträchtliche Schwierigkeiten machte. Man ordnete zunächst wasserseitig einen durchgehenden Sporn von 6 m Breite an, der je nach der Beschaffenheit des Felsens bis zu 50 m Tiefe in diesen hineingeführt wurde. Da man sich von diesem Sporn allein jedoch noch nicht die erforderliche Sicherheit versprach, entschloß man sich außerdem noch zu einer sehr tiefen Zementinjektion unter dem Sporn bei einem Druck von 50 bis 60 at. Vor dem Einpressen der Zementmilch wurden unter ähnlichen Drucken chemische Flüssigkeiten eingepreßt, welche den Ton, mit welchem die feinsten Klüfte ausgefüllt waren, zusammenpressen und mit einer dichten Silikatschicht überziehen sollten.

Das beschriebene Injektionsverfahren wurde auf Grund längerer Voruntersuchungen gewählt. Die letzteren machten einen Kostenaufwand von 5% der Gesamtbaukosten, die Injektion selbst einen solchen von weiteren 10% erforderlich.

Gewichtstaumauern, wie die Chambon- oder L'Oued-Fodda-Staumauer, sind im Sinne unserer deutschen Auffassung als durchaus stabile Bauwerke zu betrachten. Es dürfte aber trotzdem nicht uninteressant sein, einmal festzustellen, inwieweit der luftseitig von der Drainage gelegene Teil dieser Staumauern tatsächlich frei von Auftrieb ist. Für beide Staumauern kommen Entwässerungsrohre von 30 cm Durchmesser

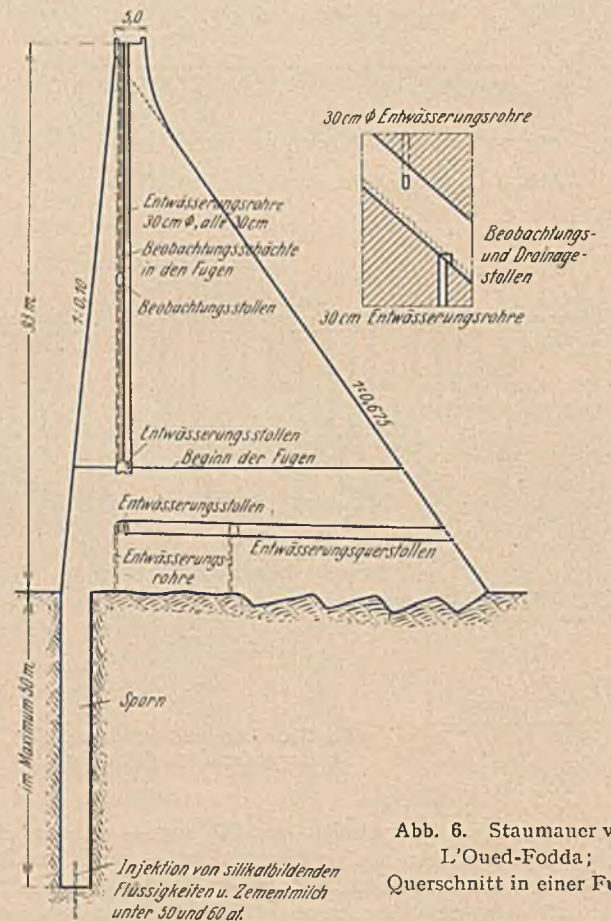


Abb. 6. Staumauer von  
L'Oued-Fodda;  
Querschnitt in einer Fuge.

zur Ausführung. Mit einem Abstände von 3 m bei der L'Oued-Fodda-Talsperre ergibt sich für den Querschnitt, wo die Fugen beginnen:

$$2a = 3,0 \text{ m}; \quad b = 7,5 \text{ m}; \quad r_0 = 0,15 \text{ m}.$$

$$\frac{\pi b}{a} = 15,71; \quad \frac{a}{\pi r_0} = 3,19; \quad \ln 3,19 = 1,160;$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + 13,6} = 0,069 h.$$

Die Zahlenrechnung hat somit ergeben, daß luftseitig von der Drainage ungefähr noch ein Auftrieb von rund 7% des

<sup>12</sup> Revue de Géogr. Alpine, Grenoble, 1924 nach Fantoli; L'Energia Elettrica, Juli 1925.

<sup>13</sup> Annales des ponts et chaussées 1930, Heft I, Nr. 4, Chronique.

ursprünglichen zu erwarten ist, ein Wert, welcher in der Tat praktisch bedeutungslos ist. Man könnte hier die Frage aufwerfen, bei welchem Abstände  $2a$  der Entwässerungsrohre der luftseitige Teil tatsächlich frei von Auftrieb wird. Das letztere ist offenbar der Fall, wenn der Nenner in (2) unendlich groß wird oder wenn — was dasselbe bedeutet — der natürliche Logarithmus Null wird. Dies ist bekanntlich der Fall für ein Argument von der Größe 1, so daß die Bedingungsgleichung folgt:

$$\frac{a}{\pi r_0} = 1$$

oder:

$$(3) \quad a = \pi r_0 \text{ (Auftrieb luftseitig von der Drainage Null).}$$

In Anwendung auf das Beispiel der L'Oued-Fodda-Staumauer ergibt sich:

$$a = 3,14 \cdot 0,15 = 0,47 \text{ m, also } 2a = 0,94 \text{ m.}$$

Es wäre somit erforderlich gewesen, den Abstand der Entwässerungsrohre ungefähr auf ein Drittel zu reduzieren, um den luftseitig von der Drainage gelegenen Teil der Staumauer restlos frei von Auftrieb zu machen. Der entstehende dreifache Kostenaufwand stände jedoch in gar keinem Verhältnis zu dem erzielten Effekt.

Die bei diesen beiden hohen französischen Staumauern zur Ausführung gekommene Art der Mauerdrainage kann als außerordentlich zweckentsprechend bezeichnet werden. Es sei daher

man zweckmäßig nicht erheblich überschreiten sollte. Die Steigerung des Druckgefälles ist zweifellos eine nachteilige Wirkung der Drainage, die man jedoch bei Gewichtsmauern, wegen der in der Natur dieser Bauweise liegenden dicken Querschnittsabmessungen im Rahmen der genannten Grenzen in Kauf nehmen kann.

Der nachteiligen Steigerung der Sickergeschwindigkeit stehen nun auf der anderen Seite im wesentlichen drei Vorteile gegenüber, nämlich eine Kontrollmöglichkeit des Sickerwasserverlustes, aus dem Rückschlüsse auf die Wasserdichtigkeit der Staumauer gezogen werden können, eine Entlastung des Bauwerks vom Auftrieb und eine weitgehende Trockenlegung der Luftseite.

Ein großer Teil der bei uns in Deutschland oder unter deutschem Einflusse erbauten und in Bau begriffenen Gewichtstaumauern aus Beton zeigt eine Drainage, die im wesentlichen nur den Charakter einer Kontrollmaßnahme trägt; es sei beispielsweise an die Schwarzenbach-Talsperre, die im Bau begriffenen Gewichtstaumauern des Schluchseewerks und die beiden Staumauern des Vermont-Kraftwerks erinnert, sämtlich Gewichtstaumauern zwischen 40 und 70 m Höhe. Um ein Bild von diesen den gleichen Konstruktionsgedanken zeigenden Staumauern gewinnen zu können, ist in Abb. 7 als Beispiel der Querschnitt der soeben fertiggestellten Schwarza-Talsperre<sup>14</sup> (Schwarzwald) gegeben worden.

Die Bemessung dieser Staumauern ist nach der bei uns meist zur Anwendung kommenden Formel von Fecht und Link

$$(4) \quad \tan \beta = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma^2 - 1}}$$

vorgenommen worden, welche sich streng genommen nur auf Bruchsteinmauern mit gekrümmter Linienführung bezieht, worauf im nächsten Abschnitte noch näher einzugehen ist. Im Gegensatz zu den bisher erörterten Anschauungen geht man bei der Formel von Fecht und Link nicht von der Pressung an der Wasserseite, sondern von der maximalen Pressung an der Luftseite aus. Von dieser wird verlangt, daß sie — unter Zugrundelegung eines vollen, dreieckig verteilten Unterdruckes und eines gelösten Zusammenhanges zwischen Staumauer und Felsen, soweit Zugspannungen auftreten, also unter Zugrundelegung einer gerissenen Staumauer — bei voll gefülltem Staubecken den gleichen Wert annimmt wie die wasserseitige Pressung bei leerem Becken (sogenannte Regelspannung nach Link). Die hierbei angenommene dreieckige Unterdruckverteilung stützt sich auf Unterdruckmessungen an gekrümmten Bruchsteinmauern mit einer bis auf die Sohle heruntergeführten Mauerdrainage. Unter dem Querschnitt der Schwarza-Talsperre sind die auf Grund dieser Anschauung entstehenden Bodenpressungen zur Darstellung gebracht worden.

Wie bereits erwähnt, trägt eine Drainage, wie sie der Querschnitt von Abb. 7 zeigt, in erster Linie den Charakter einer Kontrollmaßnahme. Aus diesem Grunde wird man sich auch mit der horizontalen Verlegung der Tonrohre und dem sehr kleinen Durchmesser von 8 cm abfinden können, die im Hinblick auf eine Verstopfungsmöglichkeit nicht gerade sehr günstig sind. Es sei bemerkt, daß diese als sehr schwach zu bezeichnende Drainage bereits eine beträchtliche Auftriebsentlastung der Staumauer bewirken dürfte. Es ergibt sich mit:

$$2a = 3,0 \text{ m; } b = 2,0 \text{ m; } r_0 = 0,04 \text{ m,}$$

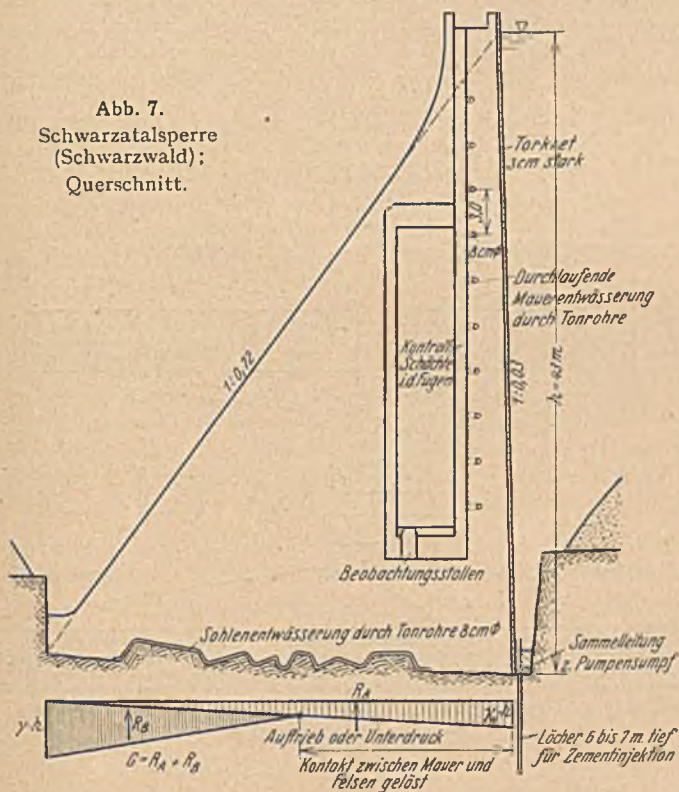
$$\frac{\pi b}{a} = 4,18; \quad \frac{a}{\pi r_0} = 11,93; \quad \ln 11,93 = 2,48;$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + 1,68} = 0,37 h.$$

Der Auftrieb wird also bereits luftseitig von der Drainage um mehr als 60 % abgesenkt. (Fortsetzung folgt.)

<sup>14</sup> Den Querschnitt verdanke ich der Freundlichkeit von Herrn Reg.-Baurat Henninger, Schluchseewerk A.-G.

Abb. 7.  
Schwarzatalsperre  
(Schwarzwald);  
Querschnitt.



die Gelegenheit benutzt, auf die Frage der Drainage etwas näher einzugehen. Eine Drainage stellt — strömungstechnisch gesprochen — nichts anderes als eine künstliche Steigerung des Druckgefälles oder der Sickerwassergeschwindigkeit dar. Liegen die Rohre oder Schächte hinreichend eng, so daß mindestens Gl. (3) erfüllt ist, so kann man den Drainage-Effekt als total bezeichnen, d. h. die Staumauer verhält sich strömungstechnisch genau so wie eine solche, die an der Drainage aufhört. Will man daher sehr große Sickerwasserverluste vermeiden, wird es angebracht sein, sich mit der Drainage in geeignetem Abstände von der Wasserseite zu halten. Der bei der Chambon-Staumauer gewählte Abstand dürfte bereits eine Grenze darstellen, welche

KAUFMÄNNISCHE UND TECHNISCHE ORGANISATION ALS GRUNDLAGE WISSENSCHAFTLICHER BETRIEBSFÜHRUNG.

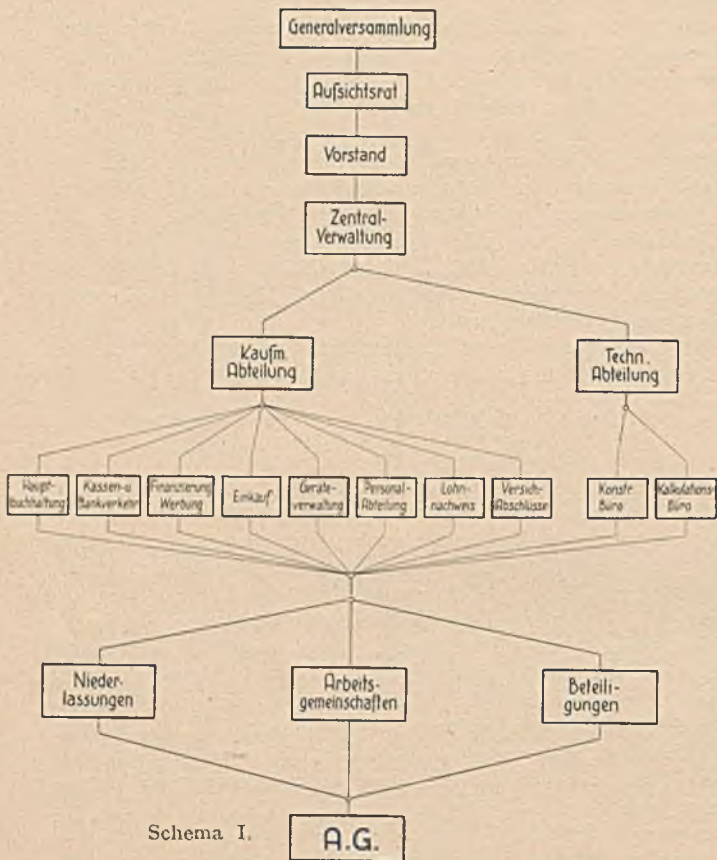
Von Dr.-Ing. E. h. Eugen Vögler, Essen.

Mehr denn je ist es Erfordernis für eine industrielle Bauunternehmung, zur Bauwirtschaft zu kommen, d. h. es muß der Zusammenhang zwischen Technik und Wirtschaft erkannt und hergestellt werden. Die Fragen der Aufgaben des wirtschaftlichen Lebens sind heute von ganz anderer Bedeutung als in der Vorkriegszeit, und dieser Wandlung muß Rechnung getragen werden.

entstehen nun diese Belege nur zum Teil auf kaufmännische Art, während eine große Anzahl von Buchungsbelegen, alle diejenigen, welche die Bauleitungen und die damit in Zusammenhang stehenden Vorkommnisse betreffen, fast ausschließlich von den technischen Organen (Bauleitung) aufgestellt werden können.

Da diese technischen Organe naturgemäß ihre Hauptaufgabe darin sehen und sehen müssen, Baufortschritte zu erzielen, die technischen Anforderungen zu erfüllen und Geld zu verdienen, so erfolgt die Aufstellung von Bestandsaufnahmen während der Bauausführung, die den Stand der Leistungen, der Materialien, der Rüstungen und Einrichtungen fast täglich oder sogar stündlich verändert, nicht ohne Hemmungen und Schwierigkeiten. Die Anfertigung derartiger Aufstellungen bedeutet einestheils an sich eine gewisse Störung des eigentlichen technischen Baubetriebes, und andererseits können solche zwischenzeitlichen Aufnahmen nicht als endgültig zutreffende Buchungsbelege gewertet werden, sondern nur als mehr oder weniger zutreffende Schätzungen mit gewissen Fehlergrenzen.

Die für monatliche Übersichten zur Verfügung stehenden Unterlagen sind also von verschiedenem Charakter und Wert, und es ist unmöglich, ohne auf diese Unterlagen zurückzugreifen, aus der Buchhaltung allein ein Ergebnis zu errechnen, wobei Voraussetzung ist, daß die von den Baustellen zu gebenden



Schema I.

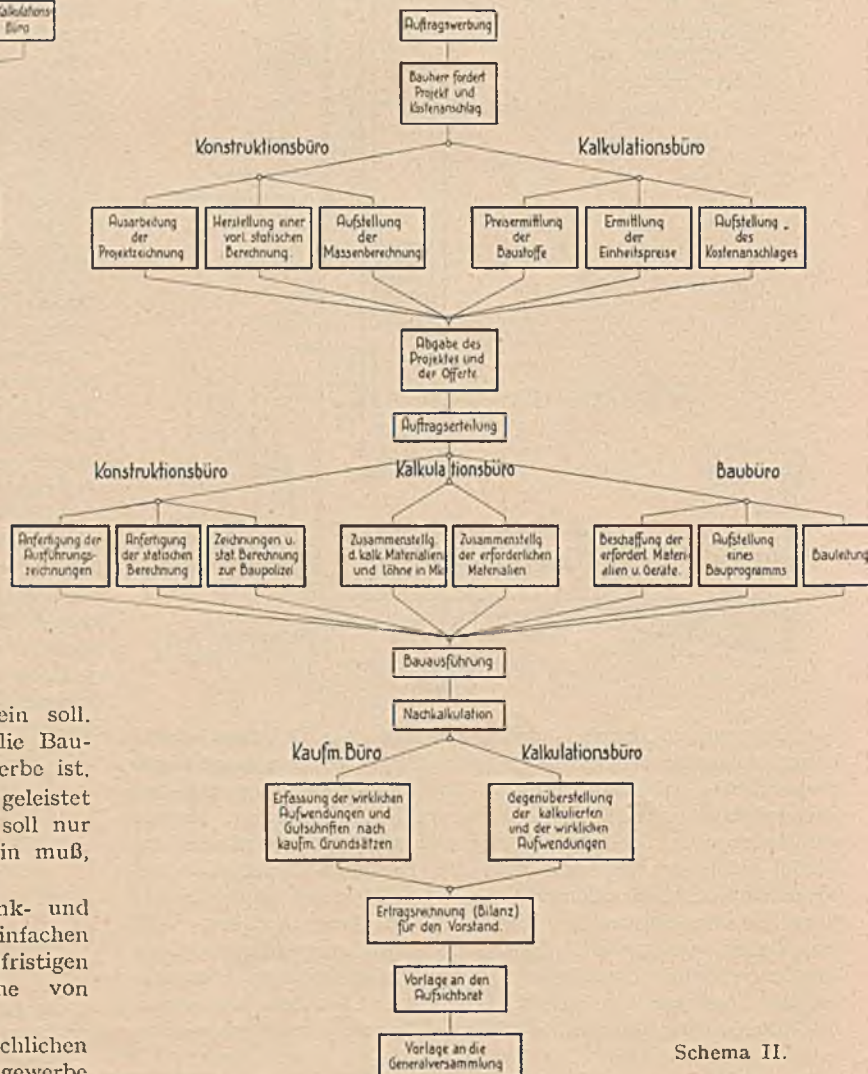
Die verantwortliche Leitung eines Groß-Bauunternehmens kann sich heute nicht mehr mit Jahres- und Halbjahresbilanzen zufrieden geben, sondern der Aufbau muß so erfolgen, daß monatliche Erfolgsübersichten möglich sind.

In dem Schema I sehen wir die Gliederung einer Bau-Aktiengesellschaft, in Schema II ist gezeigt, wie ein Auftrag behandelt werden muß. Schon aus dieser reichen Gliederung ergibt sich, wie mannigfaltig die Arbeit ist, wie straff sie zusammengefaßt sein muß, wenn sie erfolgreich sein soll. Erschwert wird sie noch besonders dadurch, daß die Bauindustrie nicht bodenständig, sondern ein Wandergewerbe ist.

Welche Arbeiten technisch und kaufmännisch geleistet werden müssen, wird als bekannt vorausgesetzt. Es soll nur skizzenhaft gezeigt werden, wie die Organisation sein muß, wenn sie zum Erfolg führen soll.

Während der geschlossene Fabrikbetrieb, die Bank- und Handelsunternehmungen eine Erfolgsübersicht mit einfachen Mitteln ermöglichen, steht der Erlangung einer kurzfristigen Ertragsrechnung im Baubetriebe eine ganze Reihe von Schwierigkeiten entgegen.

Buchungen sind schriftliche Festlegungen von tatsächlichen Vorkommnissen auf Grund einwandfreier Belege. Im Baugewerbe



Schema II.

Unterlagen mit Sachkenntnis und aller nur erdenklichen Vorsicht aufgestellt werden.

### I. Kaufmännische Erfordernisse:

1. Der kaufmännischen Stelle liegt zunächst die Führung des Baukontos im Rahmen der kaufmännischen Buchhaltung ob. Das Baukonto muß so unterteilt sein, daß für jeden Bau die Aufwendungen an Material, Lohn, Gestellung von Baugeräten, Fuhrn, Frachten, Sozialversicherungsbeiträgen, anteiligen Steuern und sonstigen anteiligen Unkosten getrennt nachzuweisen sind, während der Wert der Leistungen usw. gutzuschreiben ist. Weiter muß zwecks Vereinfachung und zur Ergänzung der örtlichen Bestandsaufnahmen aus der Unterteilung der Baukontos ersichtlich sein:

- a) der Bestand der dem Bau belasteten Kleingeräte,
- b) der Wert der vorhandenen Schalungsmaterialien,
- c) der Wert des vorhandenen Rüstholzes.

2. Ferner muß die kaufmännische Stelle eine Vorkehrung treffen, um an Hand der auf den Baustellen zu führenden Material-eingangsbücher und der eingegangenen Lieferantenrechnungen bzw. der Rechnungen im internen Verkehr zwischen Bau und Bau, oder dem Bauhof und Bau, feststellen zu können, welche bereits verbraucht oder in der Materialbestandsaufnahme erfaßten Materialien seitens der Lieferstellen an dem Stichtage der Ertragsrechnung noch zu berechnen sind.

3. muß die kaufmännische Stelle sich darüber klar werden, welche noch nicht verbuchten Werte bis zum Stichtage die Aufwendungen erhöhen, z. B. Löhne einschl. Sozialbeiträgen zwischen dem letztverbuchten Zahltag und dem Stichtag, Gehälter, Berufsgenossenschaftsbeiträge, Lohnsummensteuer, Umsatzsteuer, anteilige Verwaltungs- und sonstige Gemeinkosten.

Es erscheint fast unmöglich, diese Werte in der für die Bearbeitung der Ertragsrechnung naturgemäß zur Verfügung stehenden kurzen Frist buchgemäß genau zu erfassen, weshalb auch hier der Weg der Schätzung zu beschreiten ist.

4. muß festgestellt werden, ob der Bauherrschaft bereits alle Rechnungen über fertige Arbeiten oder Tagelohnleistungen erteilt und buchmäßig belastet sind, im anderen Falle sind diese Werte transitorisch zu erfassen,

5. liegt der kaufmännischen Stelle die Zusammenfassung sämtlicher vorgenannter Werte unter Berücksichtigung der von den technischen Stellen zu erbringenden, unter 6 und 7 erläuterten Aufnahme der unberechneten Leistungen und der Aufnahme der auf der Baustelle vorhandenen Materialien ob. Für die Zusammenstellung ist ein Formular zu verwenden, welches so aufgemacht ist, daß jeder erforderliche Posten benannt und deshalb nicht übersehen werden kann.

II. Aufgaben der technischen Stellen neben oder in Gemeinschaft mit den kaufmännischen Stellen.

### 6. Aufnahme der unberechneten Leistungen.

Es ist fast allgemein üblich, in gewissen, meist monatlichen Zeitabschnitten der Bauherrschaft die fertigen, aber noch nicht rechnungsreifen Arbeiten (Leistungen) in Form einer Leistungsaufnahme zum Zwecke der Erlangung einer Abschlagszahlung nachzuweisen. An Stelle dieser Aufnahme kann bei Bauten, die zu Pauschalpreisen übernommen wurden, die Bevorschussung nach Fertigstellung eines bestimmten Bauabschnittes treten. Diese ohnehin erforderlichen Aufnahmen, deren Kontrolle durch die Aufsichtsorgane des Bauherrn eine ziemliche Gewähr für die Richtigkeit der erfaßten Beträge bietet, für die Erfolgsrechnung nutzbar zu machen, ist im Interesse der Vereinfachung der Aufnahmearbeiten geboten. Darüber hinaus hat der verantwortliche Bauleiter zunächst zu prüfen, ob aus irgendwelchen Gründen fertige Arbeiten aus der Aufnahme ausgeschaltet sind, und diese zuzusetzen. Ferner sind halbfertige Arbeiten, z. B. beim Betonbau aufgestellte Schalung (ohne diese, siehe Abs. 7), in die das Eisen noch nicht eingebracht ist, oder Eisengerippe in Schalung, aber ohne Betoneinbringung usw. nach den dafür eingesetzten Werten der Vorkalkulation zu errechnen und zu-

zusetzen. Arbeiten von Subunternehmern sind gleichfalls genau aufzunehmen und mit den Einheitspreisen zuzüglich des kalkulierten Unkosten- und Gewinnzuschlages namentlich getrennt aufzugeben, damit es der kaufmännischen Stelle möglich ist, bereits berechnete oder unberechnete Posten auszuwerten. Bei Bauten zu Pauschalpreisen hat die Ermittlung der Leistungen auf Grund einer Massenaufnahme unter Benutzung der kalkulierten Einheitspreise zu erfolgen. Im Ausnahmefalle ist hier vorsichtige Schätzung am Platze.

Für die Ermittlung des Bausergebnisses sind zwei weitere Faktoren, und zwar die Kosten der Einrichtung und Abrüstung einer Baustelle einschl. der Schlußreparaturen der Baumaschinen usw. von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Man muß über diese Kosten auf den Baustellen genaue Aufzeichnungen führen. Die Einrichtungskosten wären der kaufmännischen Abteilung im Anfangsstadium des Baues, die Abrüstungskosten im weiteren Verlauf desselben, zu nennen um in Gemeinschaft mit dem verantwortlichen Oberbauleiter bei der Ertragsberechnung ausgewertet zu werden. Außerdem ist es Pflicht und Aufgabe der technischen Stellen, Beobachtungen über Einwirkungen, die ein scheinbar gutes Ergebnis demnächst negativ beeinflussen können, oder umgekehrt, rechtzeitig bekanntzugeben, damit diese für eine Kritik des errechneten Ertrages ausgewertet werden können.

### 7. Aufnahme der vorhandenen Materialien:

Am Stichtage sind die auf der Baustelle befindlichen unverbrauchten Materialien ausschließlich des Schalungsmaterials, des Gerüstholzes und der dem Subunternehmer gehörenden Materialien mengenmäßig aufzunehmen und mit dem Gestehungspreis zuzüglich Fracht- Abladekosten usw. zu bewerten. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß Schalungsmaterial in jeglicher Form nur buchmäßig erfaßt und eine entsprechende Abschreibung für Schnitt- und Wertverlust gemacht wird. Aufgestellte Schalung hat demnach in Abs. 6 — der Leistungsaufnahme halbfertiger Arbeiten — nur mit dem Wert der aufgewandten Lohnstunden plus Zuschläge zu erscheinen. Das bereits konstruktionsgemäß gebogene Eisen ist gleichfalls unter 6 mit seinem entsprechenden Wert zu erfassen.

Wie aus dem Vorgesagten ersichtlich, liegt der Schaffung der Voraussetzungen für die monatlichen Erfolgsübersichten in Baubetrieben eine umfangreiche Arbeit zugrunde. Das Schwergewicht liegt in der Erfassung der von den technischen Stellen beizubringenden Unterlagen. Die Leistungsaufnahme, die Ermittlung des Materialbestandes, sowie die weiter geforderten Kosten der Einrichtung und Abrüstung in Gemeinschaft mit der Bekanntgabe von demnächstigen günstigen oder ungünstigen Einflüssen sind bei Großbaustellen Faktoren, von deren richtiger Wertbemessung und Beurteilung die Genauigkeit des Ertragsbildes in weitestem Umfange abhängt.

Die Erziehung muß so sein, daß nie eine Unterschätzung der Unkosten vorkommt.

Wir sehen, eine verantwortungsvolle und schwere Arbeit, die aber im Interesse der Firma und im Interesse der Auftraggeber verlangt werden muß.

Nur durch diese dauernde Kontrolle der Bauten ist schärfste Kalkulation möglich. Selbstverständlich muß nach Fertigstellung des Baues die Nachkalkulation einsetzen, um festzustellen, ob die angenommenen Preise, die angenommenen Stundensätze, die angenommenen Unkosten ausreichend waren. Wir wollen bei unseren Unternehmungen alles tun, um die Preise zu senken. Wir müssen aber für uns die Überzeugung haben, daß gewinnbringende Arbeit möglich ist.

Leider gilt es heute nicht mehr überall als selbstverständlich, daß die Erzielung von Gewinnen Voraussetzung für eine normale Weiterführung der Unternehmungen ist, und zwar von Gewinnen, die nicht nur für die erforderlichen Abschreibungen und Reservestellungen ausreichen, sondern auch eine angemessene Verzinsung des in den Betrieben investierten fremden Kapitals ermöglichen.

Ein Gewerbe aber, das keinen Gewinn mehr erzielt, hat seine Berechtigung verloren.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eine neue Großgarage in Paris.

„La Technique des Travaux“ Heft 1 vom Januar 1931 bringt einen Bericht des Zivil-Ing. Levatel über den Bau einer mit allen Mitteln der Neuzeit ausgestatteten Großgarage, der Garage „La Motte-Picquet“ in Paris, einer Schöpfung des Architekten Farradèche. Das 65 m lange, 30 m breite Bauwerk umfaßt zwei Kellergeschosse, Erdgeschoß, fünf Obergeschosse und zwei Dachgeschosse. Acht Stockwerke mit zusammen 16 000 m<sup>2</sup> Bodenfläche dienen als Garagen zur Unterbringung und Wartung von insgesamt 800 Wagen. Die Forderung, daß die Wagen ihre Abstellplätze mit eigener Kraft erreichen müssen, bedingte die Anordnung von Rampen. Neuartig ist die vom Architekten Farradèche gefundene Lösung der Verwendung zweier konzentrischer Rampen, einer Auffahrtsrampe mit einer Steigung

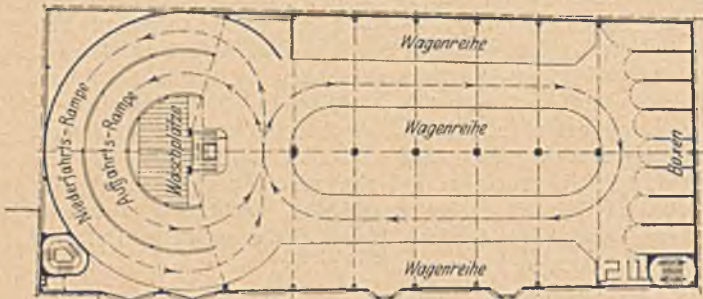


Abb. 1.

von 0,09 mm und einer Niederfahrtrampe von der Neigung 0,07 m/m. Die Grundrißanordnung eines Garagenstockwerks ist aus Abb. 1, und ein Querschnitt durch das Gebäude aus Abb. 2 ersichtlich, die beide dem Aufsatz von Levatel entnommen wurden. Die Wagen werden z. T. in Reihen offen eingestellt, z. T. in verschließbaren Einzelboxen untergebracht.

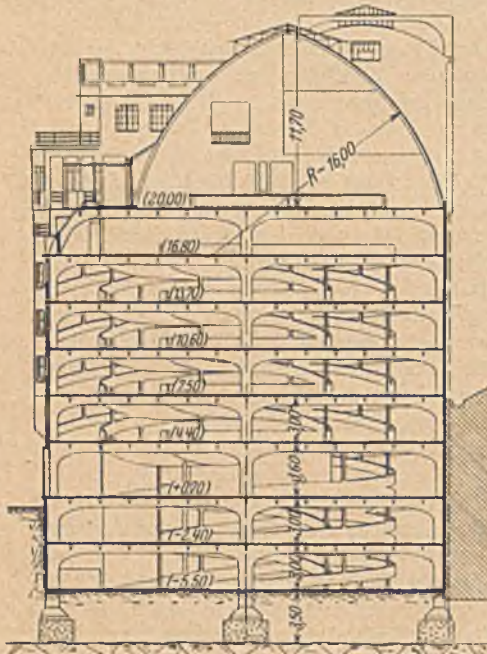


Abb. 2.

Jedes Stockwerk enthält Waschplätze, die zwischen den Rampen Platz fanden, Ersatzteillager, Entstaubungsanlagen, Zapfstellen für Betriebsmittel, Entnahmestellen für Preßluft zum Aufpumpen der Pneumatiks und sonstige auch den verwöhntesten Ansprüchen für die Wartung der Wagen genügende Einrichtungen. Eine Reparatur- und Lackierwerkstätte befindet sich in einem der Kellergeschosse. Dort sind auch die Maschinen und Pumpen untergebracht, welche die Öle nach den einzelnen automatischen Verteilern der verschiedenen Stockwerke zu fördern haben. Zwei Tanks unter der Erde enthalten zusammen 10 000 l Flüssigkeiten. Im Erdgeschoß liegen entlang der vorderen Hausfront, eine Wagenabstellreihe verdrängend, die Geschäftsräume für die Garagenbeamten. Die von den Garagenstockwerken vollkommen getrennten und auf besonderen Treppen zu erreichenden beiden Dachgeschosse enthalten einen 800 m<sup>2</sup> großen und 12 m hohen Tennissaal, komfortable Club-, Spiel- und Barräume mit reichlichen Nebengelassen. Die Konstruktion des Bauwerks, das in der Längsrichtung nur eine Säulenreihe erhalten durfte, ist ein Eisenbeton-Skelett mit Leichtziegelausfachung. Die Stützen sind auf Brunnen gegründet. Die Decken sind Eisenbetondecken mit Haupt- und Nebenunterzügen und Hohlsteineinlagen. Die Wangen der Rampen werden durch drei im Kreise konzentrisch angeordnete Reihen von Säulen getragen. Eine Dehnungsfuge ungefähr in halber Länge des Gebäudes trennt den Rampentrakt vom eigentlichen Garagentrakt des Gebäudes. Konstruktive Besonderheiten enthält

diese Eisenbetonkonstruktion nicht. Das Dach ist z. T. flach und als Terrasse ausgebildet. Über der Tennishalle jedoch erhebt sich ein gebogenes Steildach, das, in Frankreich zum ersten Male an einem größeren Beispiele, als Lamellendach im Sinne des Zollbaudachs konstruiert wurde. Die Lamellenrhomben liegen nach dem Tennisraum zu offen und geben diesem Räume das bekannte eigenartige Gepräge. In das letzte Dachgeschoß wurde eine zu einem Spielsaal gehörig konsolartig ausgebildete Tribüne eingebaut, die wiederum in Eisenbeton hergestellt ist. Die äußere Architektur der Garagenstockwerke ist, dem Zweck des Gebäudes entsprechend, sachlich gehalten, wenn man die Erkervorsprünge ausnimmt. Die äußere Erscheinung der ganz anderen Zwecken dienenden Dachgeschosse aber hat der Architekt bewußt in einem anderen Stile gehalten. Daß er indes bei der Gestaltung des Äußeren dieser Dachgeschosse eine besonders glückliche Hand gehabt hätte, kann man wohl kaum behaupten. Hummel.

Verwendung fahrbarer Gurtförderer zum Betonieren einer Gründungsplatte.

(Nach Eng. News-Record, Vol. 105, No. 20 vom 13. November 1930.)

Um die kurze Bauzeit von nur sechs Monaten für eine 46 x 550 m<sup>2</sup> große Gründungsplatte nebst Pfeilern für ein Stahlwerk mit einer Gesamtmenge von 69 000 m<sup>3</sup> Beton einzuhalten, wurde von einer Unternehmung im Chicagoer Distrikt die nachstehend beschriebene Baueinrichtung verwendet.

Der Bauvertrag umfaßte die Herstellung der obengenannten weitausgedehnten Gründungsplatte von 1,22 m Stärke, zweier langer Stützmauern, einer Anzahl Pfeiler für eine hochliegende Gleisanlage und schließlich eine große Anzahl von Säulen von quadratischem

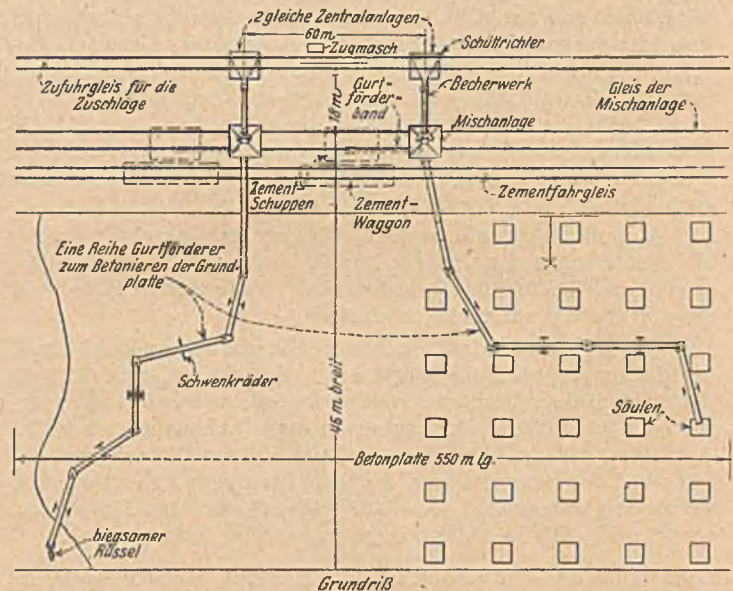


Abb. 1. Anordnung der Betonieranlage.

Grundriß mit 6,10 m Seitenlänge und 3,50 m Höhe, die auf der Grundplatte aufsitzen.

Im Hinblick auf die knappe Bauzeit und die große Ausdehnung der Baustelle mußte ein strenges Bauprogramm unter möglichster Ausschaltung von Handarbeit aufgestellt werden.

Die Betonieranlage bestand aus zwei selbständigen, vollkommen von einander unabhängigen Mischanlagen, deren jede mit einem Vorratssilo für die Zuschläge, Meßgefäß, Mischtrommel und Zementsilo ausgestattet wurde. Jedes dieser Aggregate war auf einem auf Schienen fahrbaren Gestell aufmontiert, so daß im Laufe des Baufortschritts die ganze Länge der Fundamentplatte bestrichen werden konnte (vgl. Abb. 1).

Die Zuschlagsmaterialien wurden auf einer seitlich gelegenen, 7,60 m hohen Rampe, auf der das Zufahrtsgleis lag, angefahren und

in direkt darunter liegende hölzerne Vorratsrichter gekippt. Durch Auslaufrutschen gelangte das Material in ein Becherwerk, welches das Vorratssilo über der Mischanlage zu beschicken hatte.

Der Zement kam in Säcken auf den unteren Planum direkt vor der Mischanlage an und wurde in einem Lagerschuppen gestapelt. Jede Anlage besaß einen 765 l-Mischer, dem die Zuschläge aus den Meßgefäßen zugeführt wurden. Der Zement wurde mittels eines schrägen, abgedeckten Gurtförderbandes direkt in die Mischtrommel gegeben.

Das Betonverteilungssystem bestand aus zwei stationären Gurtförderbändern — eines bei jeder Mischanlage — und dreizehn fahrbaren Gurtförderern von verschiedener Länge, nämlich: zwei Gurtförderer mit 7,50 m Länge, vier mit 9,10 m, fünf mit 12,20 m und zwei mit 15,3 m Länge. Alle besaßen 61 cm breites Gummiband und waren mit Schwenkrädern versehen, um ihre Beweglichkeit und ihren Aktionsradius zu vergrößern. Jeder Förderer war mit einem eigenen Elektromotor ausgerüstet. Abb. 2 zeigt die Bänder im Betrieb.



Abb. 2. Gurtförderer im Betrieb.

An beiden Mischanlagen gelangte der Beton aus dem Mischer zunächst auf den 15,3 m langen Gurtförderer, der ihn einer Reihe fahrbarer, hintereinander gestellter Gurtförderer zuführte. Diese elastische, anpassungsfähige Anlage gestattete eine Umstellung von einem Punkt zum andern mit einem minimalen Zeitaufwand und erzielte mit 30 Mann Bedienung eine mittlere Leistung von 460 m<sup>3</sup> pro Tag; häufig wurde sogar eine Leistung von 690 m<sup>3</sup> in zehnstündiger Schicht erreicht. Die Grobzuschläge des Betons waren durchweg Schlacke.

Bei der Herstellung der Schalungen für die Säulen und Stützmauern waren 30 Zimmerleute beschäftigt.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

### Über zweckmäßige Bügelbewehrung im Eisenbeton.

In Heft 5 der „Annales des ponts et chaussées“ ist eine sehr interessante Abhandlung über die Durchbildung der Bewehrung, insbesondere der Bügel und abgelenkten Eisen im Beton von F. Dumas enthalten, welche nachstehend kurz besprochen werden soll.

Der Verfasser unterscheidet zwischen Haupt- und Nebenbewehrung. Die erstere umfaßt die Eiseneinlagen im gezogenen Querschnittsteil, zu der letzteren gehören die lotrecht oder schräg (unter 45°) gestellten Bügel und die abgelenkten Eisen. Die aufzunehmende Kraft eines Bügels wird nach dem bekannten Verfahren aus dem stellvertretenden Fachwerk als Stabkraft einer Lotrechten und die in den Schrägeisen vorhandene Zugkraft aus der Querkraft abgeleitet.

Zur Ermittlung des Bügelabstandes wird folgende allgemeine zeichnerische Regel vorgeschlagen. In das Schaubild der Biegemomente wird der Verlauf der Tragheitsmomente  $J$  und statischen

Momente  $S$  der wirksamen Querschnittsfläche eingetragen, woraus an jeder beliebigen Stelle mit diesen Hilfswerten und der Querkraft  $Q$  der Bügelabstand  $e$  nach der Beziehung  $e = \frac{B J}{Q S}$  ermittelt werden kann.  $B$  bedeutet hierbei die von einem Bügel aufzunehmende Zugkraft.

Nachdem auf diese Weise Größe und Abstand der Bügel bekannt sind, bleibt lediglich die Richtung derselben anzugeben. Zur Beantwortung dieser Frage wird auf den Verlauf der Hauptspannungen

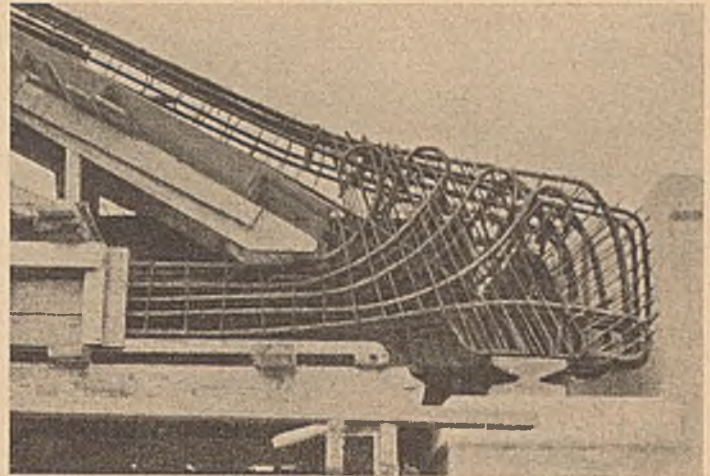


Abb. 1.

in den verschiedenen Querschnitten — gekennzeichnet durch die Spannungslinien (Spannungstrajektoren) — eingegangen und ihre Veränderung berücksichtigt, welche dadurch auftritt, daß kein einheitlicher Querschnitt vorliegt, sondern der Beton der Zugzone vernachlässigt werden muß. Die Teile der Spannungslinien in diesem Bereiche werden dann zu parallelen Geraden, welche die Nulllinie des Querschnitts unter 45° schneiden. In der Druckzone bleibt die Richtung der Hauptzugspannungen erhalten. Demnach mußte die

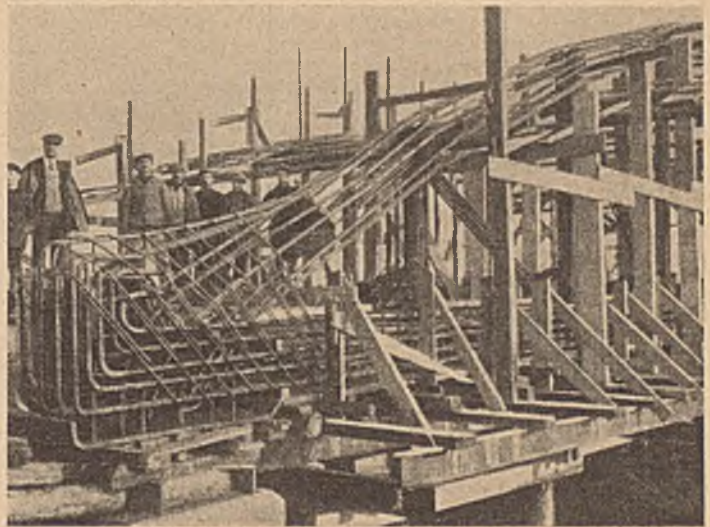


Abb. 2.

Nebenbewehrung im Falle eines auf Biegung beanspruchten einfachen Balkens unterhalb der Nulllinie unter 45°, oberhalb dieser von 45° allmählich ansteigend gegen die Senkrechte zur Querschnittsbegrenzung verlaufen. Der Verfasser folgert daraus, daß z. B. die übliche Ausbildung der unter 45° aufgebogenen Eisen der Schubsicherung eines freigelagerten Balkens, welche in der Führung der hochgebogenen Enden bis zur Stütze besteht, diesem Spannungsverlaufe widerspricht. Es ist richtig, die Eisen so zu führen, daß sie oberhalb der Nulllinie sich der Senkrechten zum Querschnittsrand nähern. Anders verhält sich der eingespannte Träger, wo die aufgebogenen Eisen in der Nähe der Einspannstelle wieder die Rolle der Hauptbewehrung übernehmen. Hier können nur in der Balkenmitte die Eisen in der vorgeschriebenen Weise hochgeführt werden.

Für den Fall der Biegung mit Druck- oder Zugkraft liegen die Verhältnisse ähnlich.

Diese theoretischen Betrachtungen werden auf die bauliche Durchbildung von Bogenträgern mit Zugband und dreieckförmiger vollwandiger I-Träger angewendet. Besonders eingehend wird der Auflagerpunkt eines Bogenträgers mit Zugband behandelt. Diese Tragwerkform ist bekanntlich in Frankreich sehr beliebt und es liegen daher alle Einzelheiten genau durchgearbeitet vor. Nach den Erwägungen über den Verlauf der Spannungslinien wurde die frühere, etwas schwerfällige Form verlassen und eine neue, unnötige Baustoffanhäufungen vermeidende und vor allem in der Eisenführung abweichende Anordnung getroffen. Abb. 1 zeigt die neue, Abb. 2 die alte Durchbildung der Eisen.

Zur Bestätigung dieser Betrachtungen wird auf neuere Versuche von Mesnager an dreieckförmigen Glaskörpern hingewiesen, bei welchem in dem Eckstück neben den Stützpunkten ähnliche Beanspruchungen wie in dem Auflagerpunkt des Bogenträgers herrschen. Das Spannungsbild dieser Versuchskörper mit den kennzeichnenden Anhaftungen und dem Zusammenströmen der Spannungslinien in den Stellen, wo Einzelkräfte angreifen (Stützen, Lastpunkten) zeigt anschaulich Abb. 3. Diese Punkte, welche den stetigen Verlauf der Linien unterbrechen, werden mit „Pfauenaugen“ verglichen.

Da die zeichnerische Ermittlung der Spannungslinien ziemlich zeitraubend ist, wird auf die Leitsätze und Regeln in dem

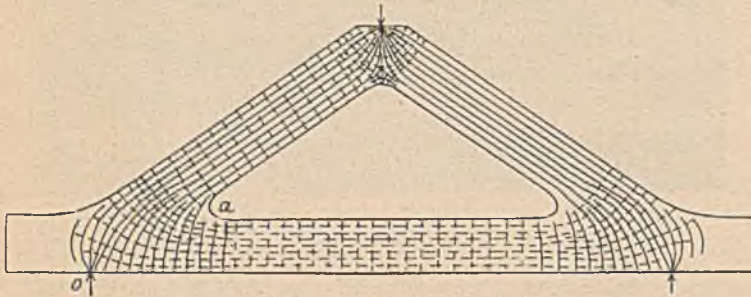


Abb. 3.

Aufsatz von Mesnager hingewiesen, welche diese Arbeit sehr erleichtern; sie fußen letzten Endes auf dem Mohrschen Spannungskreis. Dort und auch in anderen Veröffentlichungen (Wilson, Delanghe) wird der Verlauf der Spannungslinien in den Störungspunkten (Lastangriffstellen) näher beschrieben. Bei Übertragung der Versuchsergebnisse dieser photoelastischen Messungen ist aber zu beachten, daß der Eisenbeton schon infolge der Eiseneinlagen ein anderes Verhalten als das Glas aufweist. Der Verfasser regt Versuche mit bewehrtem Glas an, allerdings werden diese wegen der verschiedenen Wärmeausdehnungszahl von Glas und Eisen sehr schwierig sein, sofern es nicht gelingt, durch Legierungen diesen Unterschied auszugleichen. Dumas kommt zu folgenden Ergebnissen:

Durch Führung der Bewehrung nach dem Verlauf der Spannungslinien wird die Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons beträchtlich gesteigert. Es ist ferner nicht minder wichtig, die Rissesicherheit des Betons zu erhöhen, was durch verschiedene Maßnahmen erreicht werden kann, z. B. durch Herabsetzen der zulässigen Eisenanzugspannung oder Verwendung von Eisen mit höher liegender Streckgrenze. Dieselbe Wirkung wird erzielt, wenn man den Eiseneinlagen eine gewisse Vorspannung gibt, bei deren Aufhebung dann im umgebenden Beton Druckkräfte ausgelöst werden, die die Zugspannungen des Gebrauchsfalles vermindern. Man kann schließlich auch die Bewehrung von der äußersten Querschnittsfaser abrücken und ins Innere verlegen. In allen Fällen muß jedoch die innige Haftung zwischen Beton und Eisen erfüllt sein. Bei größeren Abmessungen der Tragwerke wird sich auch eine Steigerung der zulässigen Betondruckspannung lohnen.

Der Verfasser beabsichtigt, weitere Beispiele für die vorgetragenen Gesichtspunkte zu geben und hofft hierdurch zu einer Verbesserung mancher jetzt noch vorhandenen Fehler in der Anordnung der Bewehrung beizutragen.

Dr.-Ing. F. l'Allemand.

### Die neuen russischen Eisenbeton-Bestimmungen.

Der Räte-Staaten-Bund (UdSSR) ist das größte geschlossene Gebiet der Erde, für das einheitliche Bauvorschriften (und auch sonst einheitliche Gesetze) erlassen werden. Da die ausführlichen Eisenbeton-Bestimmungen in den letzten Jahren nur Vorschläge ohne feste allgemeine Verbindlichkeit waren, wurde nach der kürzlichen Erneuerung der obersten Leitung des Bauwesens beim Obersten Volkswirtschaftsrat die Herausgabe verbindlicher Vorschriften tatkräftig in Angriff genommen; noch im Februar sollen die neuen Bestimmungen für Eisenbetonbau, sowie auch für Holzbau und für Eisenbau, gedruckt vorliegen.

Der neuartigen Verfassung entsprechend ist der Staat hier nicht nur Aufsichtsbehörde, sondern oberster Leiter alles volkswirtschaftlichen Geschehens. Die staatlichen Vorschriften haben deshalb nicht nur den negativen Zweck, Schaden zu verhüten und die Sicherheit der

Unbeteiligten und eines Teiles der Beteiligten polizeilich zu schützen; hier sollen sie nach jeder Richtung Anweisung und Führung für richtiges zweckmäßiges Arbeiten geben und grundsätzlich auch alle Anforderungen der Wirtschaftlichkeit zur Geltung bringen. Daß die russischen Bestimmungen außerlich mehr als den fünffachen Umfang der deutschen aufweisen, erklärt sich nicht nur aus diesem breiteren Stoffgebiet, sondern auch aus der Eigenart des Nationalcharakters, der in den Anforderungen an theoretische Gründlichkeit und an systematische Vollständigkeit ganz ins Extreme geht. Infolge der westeuropäischen Ausbildung der führenden Fachleute ist bisher mehr der letztere Unterschied zur Geltung gekommen, jetzt entwickeln sich aber die Vorschriften auch stark nach der Seite des wirtschaftlichen Arbeitens. Als Vorbilder dienen dabei fast ausschließlich die deutschen und die nordamerikanischen Arbeiten; der gegenwärtige deutsche „Entwurf“ neuer Eisenbeton-Bestimmungen ist sofort ins Russische übersetzt und als wichtigste Unterlage benutzt worden.

Die feststehenden Betoneigenschaften, wie sie sonst in allen Vorschriften noch zur Hauptsache festgehalten werden, sind hier verschwunden. Als Richtpunkte benutzt man in der Beton- und in der Eisenbetonvorschrift je 7 bzw. 5 Betonmarken. Die Definition der Betonmarken nimmt jetzt auf die Würfel Festigkeit des baumäßigen Betons (bei gewöhnlichem Portlandzement nach 28 Tagen) und auf die Konsistenz Bezug. Diese Festigkeiten sind für Eisenbeton zu 210, 170, 130, 110 und 90 angesetzt. Unserem gewöhnlichen Beton entspricht (auch in den zulässigen Spannungen) ungefähr die niedrigste Marke, unserem Beton aus hochwertigem Zement die mittlere; als häufigste soll zunächst die zweitniedrigste Marke in Frage kommen, während die höheren Marken vorläufig schwer und nur mit bester Zusammensetzung der Zuschläge und wirklich hochwertigem Zement zu verwirklichen sind. Es hat gewiß etwas für sich, wenn sowohl der entwerfende als auch der ausführende Ingenieur sich dadurch fortwährend mit den weiten Möglichkeiten der Betonqualitäten beschäftigen muß.

Noch wichtiger ist in diesem Sinne, daß alle zulässigen Spannungen unmittelbar als Prozentsätze der beim Entwurf vorauszusetzenden und bei der Ausführung zu beweisenden Würfel Festigkeit ausgedrückt sind. Sie werden in den Tabellen für jede der fünf Betonmarken beziffert, können aber auch für jeden anderen Richtwert der Betondruckfestigkeit angewendet werden. Die zulässigen Spannungen beginnen mit 40% beim Achsdruck; für Druck bei Biegung gelten bei einfacher Rechnung 45%, bei Berücksichtigung von Temperatur oder Wind 55%, bei Berücksichtigung beider gleichzeitig 65%, bei erschöpfender Berücksichtigung aller ungünstigen Einflüsse (auch Setzen, Montagebelastungen usw.) 70%. Auf diese Weise erscheint zum erstenmal in einer Vorschrift eine zulässige Betondruckspannung von 145 kg/cm<sup>2</sup>. Man darf aber außerdem für Rechteck-Querschnitte mit Platte auf der Zugseite, d. h. in den Vouten um 10% mehr zulassen, so daß 160 kg/cm<sup>2</sup> vorkommen dürfen. Für Bauwerke dritter Klasse, das sind solche für eine Lebensdauer von weniger als 40 Jahren, werden allgemein noch 10% mehr zugelassen, so daß hier 175 kg/cm<sup>2</sup> auftreten dürfen, wenn man aus besonderen Gründen einmal für ein solches Bauwerk den allerbesten Beton verwenden würde.

Die zulässige Eisenanzugspannung ist, bei denselben Rechenstufen wie oben, 1250, 1400, 1500 und 1600 kg/cm<sup>2</sup> bei gewissen normalen Eisensorten; für Kohlenstoffstahl ist die Grundspannung 1600, für Siliziumstahl 1850 kg/cm<sup>2</sup>.

Einen besonderen Unterschied gegen unsere Betonvorschriften (1048, § 4,2) weisen die russischen Bestimmungen bei Knicken von Betonfeilern auf; die dortige Minderungszahl gibt bei  $l = 5d$  nicht 2, sondern 1,26, bei  $l = 10d$  nicht 4, sondern 1,67 als Minderungszahl.

Ein besonderer Abschnitt, der aber erst (ebenso wie ausführliche Erläuterungen zu den Bestimmungen) in den nächsten Monaten geschaffen werden soll, wird die praktisch wichtigen Rechenverfahren mit allen Formeln, Tabellen, Diagrammen enthalten, so daß die wirtschaftlichste Konstruktion einfach und sicher mit dem geringsten Aufwand an Büroarbeit aufzufinden ist.

An die Stelle unserer kurzen Bemerkungen in „Teil I. Allgemeine Vorschriften“ treten hier umfangreiche Kapitel, die alles theoretisch oder praktisch Wichtige genau und gedrängt angeben. Die Auswahl der Baustoffe wird nach technologischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten behandelt. Die Betonkontrolle wird mit großer Umständlichkeit und mit sorgfältiger gründlicher Auswertung aller erreichbaren Forschungsergebnisse beschrieben, richtige Kornzusammensetzung und geringer Wasser-Zement-Faktor werden stark betont. Für Baustellen mit mehr als 2000 m<sup>3</sup> Beton, für besonders wichtige Bauten auch bei geringerer Menge, wird die Einrichtung eines Feldlaboratoriums vorgeschrieben, das alle Untersuchungen der Rohstoffe und des Betons fortlaufend im engsten Zusammenhang mit der Baustelle durchführen soll, für jede Zementprüfung eine vollständige Untersuchung und auf je 200 m<sup>3</sup> Beton eine Würfel- oder Balkenreihe herstellen soll. Die Ausrüstungsliste für die Feldlaboratorien umfaßt 51 Sorten bzw. Sätze von Geräten.

Der umfangreiche Abschnitt über den Betonbaubetrieb bringt neuartige Anforderungen über die Betriebsvorbereitung; er verlangt die Zeitenpläne der Bauvorgänge, der Materialbewegung, des Arbeiterbestandes, den Betriebseinrichtungsplan, die Betriebsberechnung, den Finanzplan und die Vordrucke für die regelmäßigen Verfügungen und Berichte. Vollkommen neugestaltet ist auf Grund umfangreicher theoretischer und praktischer Forschungen und vieler deutscher Ar-



beiten und Anregungen das Kapitel über den Schalungsbau. Man unterscheidet dabei von vornherein die für einmalige Verwendung bestimmten Schalungen, die zerlegbaren umsetzbaren Schalungen und die Gleitschalungen. Für die Berechnung der Schalungen erscheinen zum erstenmal in einer Betonvorschrift die vollständigen Angaben über die anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Durchbiegungen und Spannungen. Dabei sind für die ruhenden Lasten die Durchbiegungen, für die Betriebslasten beim Einbringen des Betons die Spannungen in erster Linie maßgebend. Nach vielem

Streiten und Untersuchen sind die Betriebslasten mit den nötigen Zahlen für mäßig ungünstige Verhältnisse angesetzt, andererseits die zulässigen Spannungen verhältnismäßig hoch gewählt. Überhaupt geht man hier bewußt und entschiedener als alle übrigen Länder darauf aus, den rechnungsmaßigen (scheinbaren) Sicherheitsgrad herabzusetzen, aber auch die Belastungen den wirklichen Werten im ungünstigeren Fall anzupassen, also die summarische Sicherheit abzubauen und den „Grenzkräften“ näherzukommen.

Prof. Dr.-Ing. Max Mayer (z. Z. in Moskau).

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Für den letzten Berichtsabschnitt konnte die Reichsanstalt für Arbeitslosenversicherung zum erstenmal einen Rückgang der Arbeitslosigkeit melden. Damit scheint der Höhepunkt der winterlichen Arbeitslosigkeit bereits Mitte Februar, einen halben Monat früher, als in den beiden Vorjahren, überschritten worden zu sein. Allerdings ist zu befürchten, daß beim Anhalten der Frostwitterung ein nochmaliger Rückschlag eintritt. Die Zahlung am 28. Februar ergab, daß von den bei den Arbeitsämtern eingetragenen verfügbaren Arbeitssuchenden rund 4 972 000 arbeitslos waren, d. h. rund 19 000 weniger als am 15. Februar. Die Besserungserscheinungen am Arbeitsmarkt sind vorläufig noch geringfügiger Art und wahrscheinlich überwiegend auf jahreszeitliche Einflüsse zurückzuführen. Der Rückgang entfällt zu annähernd gleichen Teilen auf die Saisonaußenberufe und auf die Konjunkturgruppen. Auch im Baugewerbe lagen Ende Februar die Arbeitslosenziffern in einzelnen örtlichen Bezirken etwas niedriger, doch hält hier im allgemeinen infolge der stark wechselnden Witterung die äußerst ungünstige Arbeitsmarktlage unverändert an. Einzelne Besserungserscheinungen sind vorläufig noch auf Innenarbeiten an unvollendeten Bauten zurückzuführen.

Der letzte Vierteljahrsbericht des Instituts für Konjunkturforschung faßt die Konjunkturlage in Deutschland für Ende Februar wie folgt zusammen:

„Die Wirtschaftstätigkeit hat sich auf nahezu allen Gebieten weiter verringert. Produktion und Umsatz sinken, die Beschäftigung nimmt ab. Die Zahl der Arbeitslosen ist auf fünf Millionen gestiegen. Geringer Auftragsengang und sinkende Rohstoffzufuhr deuten auf einen anhaltenden Tiefstand der Planungen hin.

Im Export macht sich die internationale Absatzstockung in erhöhtem Maße geltend. Die Ausfuhr, seit Herbst 1929 rückgängig, sinkt weiter. Da sich die Wirtschaftslage der wichtigsten Abnehmerländer noch verschlechtert hat, dürfte der Export der deutschen Industrie zunächst weiter gehemmt bleiben.

Die Faktoren des Binnenmarktes liegen gleichermaßen ungünstig. Trotz des Liquidationsprozesses, zu dem der Konjunkturabschwung geführt hat, hält die Verknappung an den Kreditmärkten an. Die Investitionstätigkeit, insbesondere auf dem Baumarkt, ist dadurch stark beeinträchtigt. Die Verbrauchsgüterindustrien stehen unter dem Druck eines stark verringerten Masseneinkommens.

An Gegenkräften sind vorerst nur die Bedarfsstauungen gegeben. Veranlaßt durch sinkende Preise und Unsicherheit über die künftige Wirtschaftsentwicklung, ist die Nachfrage vielfach über das durch die objektiven Tatsachen gebotene Maß eingeschränkt worden. So dürften die eisernen Bestände des Handels angegriffen sein. In dem Maß, in dem die zur Zurückhaltung mahnenden Tatsachen an Wirksamkeit verlieren, müssen diese Nachfragereserven ausgelöst werden. Vielleicht ist die Belebung der internationalen Aktienmärkte und zum Teil auch der Weltrohstoffmärkte als erstes Anzeichen hierfür zu werten.

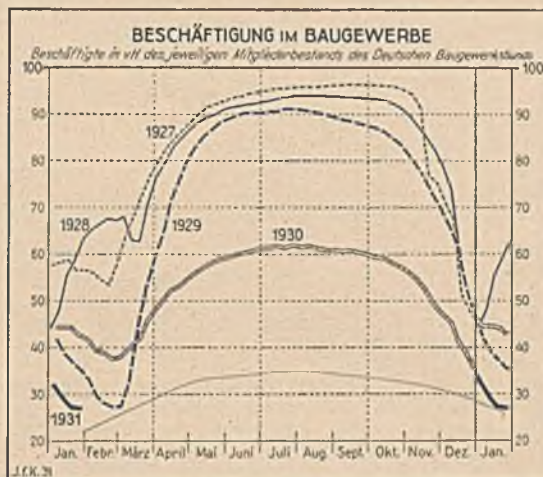
Die Voraussetzungen für eine schnelle Überwindung des gegenwärtigen Tiefstandes sind für Deutschland jedoch noch nicht gegeben. Ab März werden die jahreszeitlichen Vorgänge auf eine Erleichterung des Arbeitsmarktes hinwirken. Diese saisonmäßige Entlastung wird fürs erste aber schwerlich durch konjunkturelle Faktoren unterstützt werden.“

Über die Wirtschaftslage am Bau markt wird in dem Bericht des Instituts für Konjunkturforschung u. a. folgendes ausgeführt: Der Wert der baugewerblichen Produktion hat sich im Jahr 1930 gegenüber den beiden Vorjahren um rund 20% auf 7,1 Mrd. RM verringert. Noch stärker, um etwa 28%, ist das Arbeitsvolumen im Baugewerbe zurückgegangen, da sich im vergangenen Jahr ein ungewöhnlich großer Teil der Bautätigkeit auf die Fertigstellung bereits im Jahr 1929 begonnener Bauten beschränkte.

Die Zahl der Beschäftigten im Baugewerbe ist nach der Statistik des Deutschen Bauwerksbundes gegenüber 1929 erheblich, um 26%, gesunken. Die Zahl der bei den Arbeitsämtern verfügbaren Bauarbeiter (ohne Tiefbauarbeiter) war im Durchschnitt des Jahres 1930 um 175 000 oder um 46,8% größer als im Vorjahr.

Die Schrumpfung der baugewerblichen Produktion wird sich im Jahr 1931 weiter fortsetzen. Dies gilt nicht nur für den Wohnungsbau, sondern auch für den gewerblichen Bau, da die bestehenden Anlagen selbst für eine weitgehende Produktionsvermehrung ausreichen. Außerdem dürften der vielfach noch erforderliche Ausbau von Verkehrswegen und sonstigen öffentlichen Anlagen nur

in erheblich verlangsamtem Tempo vorgenommen werden können. Von einer Senkung der Löhne und einer weiteren Senkung der Baukosten dürfte eine Anregung der Bautätigkeit zu erwarten sein; indessen wird gleichzeitig eine Erleichterung der Finanzierungsmöglichkeiten eintreten müssen.



Im Wohnungsbau kann für 1931 mit Investitionen von rund 2,2 Mrd. RM gerechnet werden gegenüber rund 3 Mrd. RM im Jahr 1930 und 3,5 Mrd. RM im Jahre 1929. Während 1930 noch rund 310 000 Wohnungen erstellt wurden, wird sich diese Zahl (unter gleichzeitiger erheblicher Verkleinerung der durchschnittlichen Größe) im Jahr 1931 mindestens auf rund 280 000 verringern.

Die stark abfallenden Zahlen der Bauerlaubnisse für gewerbliche Gebäude lassen einen verschärften Rückgang des gewerblichen Baues erwarten. Da im Jahr 1931 auch nur wenig Fertigstellungsarbeiten zu leisten sind, dürfte sich das Gesamtergebnis der Bautätigkeit für gewerbliche Zwecke in diesem Jahr voraussichtlich mit 1,8 Mrd. RM um rund 25% unter dem von 1930 und um 40% unter dem von 1929 halten.

Im öffentlichen Bau dürfte die Bautätigkeit geringfügig unter der des Vorjahres zurückbleiben. Die öffentlichen Aufgaben im Bauwesen können ohne Schädigung der allgemeinen Interessen eine gewisse untere Grenze nicht unterschreiten. Diese scheint im vorigen Jahr fast erreicht worden zu sein. Für 1931 wird man — unter Berücksichtigung der voraussichtlichen weiteren Senkung der Baukosten — mit Investitionen im öffentlichen Bau von 1,6 Mrd. RM gegenüber 1,7 Mrd. RM im Jahr 1930 und 2,7 Mrd. RM im Jahr 1929 rechnen können.

Wert der baugewerblichen Produktion<sup>1</sup>  
(Schätzung in Mrd. RM).

| Produktionszweig              | 1925 | 1926 | 1927 | 1928 | 1929 | 1930 | 1931 <sup>2</sup> |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|------|-------------------|
| Wohnungsbau                   | 1,85 | 2,10 | 2,90 | 3,20 | 3,50 | 3,00 | 2,20              |
| Gewerblicher Bau              | 2,16 | 1,84 | 2,53 | 2,99 | 2,70 | 2,40 | 1,80              |
| Öffentlicher Bau <sup>2</sup> | 1,81 | 1,85 | 2,38 | 2,72 | 2,70 | 1,70 | 1,60              |
| zusammen                      | 5,82 | 5,79 | 7,81 | 8,91 | 8,90 | 7,10 | 5,60              |

<sup>1</sup> Neubau und Unterhaltung. — <sup>2</sup> Einschließlich des gesamten Tiefbaues, von dem ein kleiner Teil auch auf den gewerblichen Bau entfällt. — <sup>3</sup> Voraussichtlich (Höchstschätzung).

Nach der starken Ausweitung der Baubetriebe in den letzten Jahren wird in der kommenden Zeit — infolge der noch verhältnismäßig hohen Elastizität der Baubetriebe — vorerst vielfach eine zunehmende Verkleinerung der Einzelbetriebe erfolgen. Die stärker kapitalintensiven Groß- und Mittelbetriebe werden sich allerdings häufig der Einschränkung des Auftragsbestandes nicht in der gleichen Weise wie die Kleinbetriebe — z. B. durch Übernahme von kleineren Arbeiten — anpassen können, da sich bei einer Verkleinerung des Umsatzes die Rentabilität hier besonders stark verringert. Die Insolvenzen im Baugewerbe, die im Frühjahr saisonmäßig zunehmen, dürften die

hohe Zahl des Vorjahres noch überschreiten. Die Freisetzung von Arbeitskräften auf dem Baumarkt wird sich im laufenden Jahr noch verstärken.

#### Insolvenzen<sup>1</sup> im Baugewerbe.

| Zeit                     | 1926 | 1927 | 1928 | 1929 | 1930 |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| 1. Vierteljahr . . . . . | 260  | 70   | 155  | 160  | 253  |
| 2. „ . . . . .           | 146  | 59   | 106  | 138  | 200  |
| 3. „ . . . . .           | 87   | 71   | 112  | 147  | 165  |
| 4. „ . . . . .           | 63   | 122  | 130  | 210  | 177  |

<sup>1</sup> Konkurse und Vergleichsverfahren bzw. Geschäftsaufsichten.

Entsprechend dem Rückgang der Bautätigkeit ist auch bei den Baustoffindustrien eine starke Schrumpfung des Absatzes zu erwarten. Am stärksten werden die Zement- und die Ziegelindustrie, deren Produktion zu 85 und 95% an den deutschen Baumarkt geht, von dem Rückgang betroffen werden. Dagegen dürfte der Rückgang der Bautätigkeit sich auf die Kalk- und die Holzindustrie weniger stark auswirken, da von deren Absatz nur etwa 30 bzw. 55% unmittelbar vom Baumarkt aufgenommen werden. Allerdings wird die Einschränkung der Wohnungsbauten auch den Absatz der Möbelindustrie und den der übrigen Ausstattungsgewerbe beeinträchtigen.

Im ganzen dürfte der Absatz von Baustoffen gegenüber dem Vorjahr mengenmäßig um 15 bis 18%, wertmäßig infolge des zu er-

wartenden Preisrückgangs noch stärker zurückgehen. Besonders stark dürfte von dem Niedergang der Bautätigkeit auch der Absatz von Baumaschinen, der bereits im Vorjahr scharf zurückging, betroffen werden, da für das verkleinerte Bauvolumen der gegenwärtige Maschinenbestand der Bauwirtschaft für längere Zeit genügen dürfte.

#### Schätzung der Absatzmengen einzelner Baustoffe (1928 = 100).

| Baustoff                     | 1929  | 1930 | 1931 <sup>1</sup> |
|------------------------------|-------|------|-------------------|
| Zement . . . . .             | 96,3  | 77,5 | 64                |
| Kalk . . . . .               | 90,5  | 62,1 | 52                |
| Ziegel . . . . .             | 99,5  | 89,7 | 74                |
| Gips u. Gipsdielen . . . . . | 98,0  | 83,2 | 69                |
| Bauholz . . . . .            | 102,5 | 81,4 | 69                |
| Baueisen . . . . .           | 97,6  | 80,6 | 67                |
| Glas . . . . .               | 97,6  | 81,0 | 70                |
| Dachpappe . . . . .          | 96,9  | 80,4 | 67                |
| Tapeten . . . . .            | 96,7  | 83,3 | 70                |
| Linoleum . . . . .           | 95,2  | 76,2 | 67                |
| Armaturen . . . . .          | 97,6  | 82,2 | 68                |
| Farben . . . . .             | 98,8  | 82,4 | 68                |

<sup>1</sup> Voraussichtlich.

## PATENTBERICHT.

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

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 26. Februar 1931.

- Kl. 5 b, Gr. 35. S 74 427. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zum Sprengen von Gestein; Zus. z. Pat. 514 338. 10. V. 26.
- Kl. 5 b, Gr. 41. B 144 654. Dr. Dipl.-Berging. Heinz Bernhard, Leipziger Str. 20, und Hermann Frohmüller, Leipziger Str. 21. Bruckdorf b. Halle. Einrichtung an Abraumgewinnungsgeräten für Tagebaue. 12. VII. 29.
- Kl. 5 b, Gr. 41. H 120 660. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 9, Bellevuestr. 12 a. Den Tagebau überspannende quer verfahrbare Abraumförderanlage. 8. III. 29.
- Kl. 5 b, Gr. 41. I. 71 758. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Verfahren zum Betrieb von Tagebauen. 26. IV. 28.
- Kl. 5 b, Gr. 41. L 74 043. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Verfahren zur Umlagerung des Zwischenmittels zwischen zwei Flözen im Tagebau. 14. I. 29.
- Kl. 5 b, Gr. 41. L 74 746. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Fahrbares Fördergerät. 5. IV. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 36 605. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Aus Platten mit Aussparungen bestehender nachgiebiger Knieschuh. 20. III. 29.
- Kl. 5 d, Gr. 10. M 79 30. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf, Witzelstr. 55. Vorrichtung zum Überführen der Förderwagen von einem Gleis auf ein daneben liegendes. 23. VI. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 11. R 78 483. Max Rüping, München, Ismaninger Str. 172. Schienenbefestigung mittels auf den Schienenfuß niedergedrückter Blattfedern; Zus. z. Anm. R 75 634. 22. VI. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 69 30. Peter Hoffmann, Mannheim S 1. 5. Pflug zum Ausheben der Gleisbettung mit zur Gleisrichtung schrägen, einseitig ausladenden Pflugscharen. 7. III. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 3. B 139 222. Wilhelm Büchner, Emmendingen. Verfahren zur Herstellung einer bituminösen Schotterdecke. 1. III. 28.
- Kl. 19 c, Gr. 11. G 76 596. Good Roads Equipment Corporation Fidelity, Philadelphia, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Meldau, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Fahrbare Vorrichtung zum Erhitzen von Straßenoberflächen. 3. VI. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 4. E 39 923. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Colditzstr. 37—39. Aus Rillenschienen bestehendes, geschweißtes Herz- oder Kreuzungsstück für Straßenbahnen. 27. IX. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 4. E 40 428. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Colditzstr. 37—39. Kreuzung für Straßenbahnschienen. 2. I. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 5. W 83 357. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Ltd., London, Vertr.: Dr. A. Levy, u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Weichenstellvorrichtung. 3. VIII. 29. Italien 9. VIII. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 34. S 87 509. Rudolf Seybold, Faurndau b. Göppingen. Vorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnzusammenstößen. 22. IX. 28.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 57 694. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Einfachaufhängung für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 2. V. 29.
- Kl. 20 k, Gr. 19. S 91 796. Societa Anonima Elettificazione, Mailand-Italien; Vertr.: H. Licht und Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung zur Verlegung elektrischer Leitungen. 18. V. 29. Italien 31. XII. 28.
- Kl. 37 e, Gr. 2. M 103 20 9. Anton Menne, Gerlingen, Kr. Olpe i. W. Arbeitsgerüst. 3. II. 28.
- Kl. 37 e, Gr. 9. B 146 191. Etienne Antoine Buisson, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Noll, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Wanderschaltung. 12. X. 29. Frankreich 28. V. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 10. K 114 164. Josef Koch, Emmerich a. Rh., Borussiastraße 3. Schalungshalter für Deckenverschalungen. 4. IV. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 11. R 76 032. Fritz Rosenberg, Berlin-Dahlem, Altensteinstr. 60, u. Hans Finck, Berlin-Neukölln, Wippertstr. 1. Schalung für langgestreckte Hohlkörper oder Kanäle. 19. X. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 4. A 47 351. John George Stewart Murray Herzog von Atholl, Blair Atholl, Perthshire, Schottl., Vertr.: A. Ohnimus, Pat.-Anw., Karlsruhe i. B. Zerlegbares Gebäude mit T-Eisenstützen. 26. III. 26. Großbritannien 14. VIII. 25.
- Kl. 42 b, Gr. 23. M 105 183. Wilhelm Moller, Glücksburg, Ostsee. Gerät zum Anreißen von Wendeltreppen. 7. VI. 28.
- Kl. 80 a, Gr. 7. P 297 30. Karl Peschke, Maschinenfabrik, Zweibrücken, Rheinpfalz. Wasserabmeßvorrichtung, insbes. für Betonmischmaschinen; Zus. z. Anm. P 40 30. 18. VIII. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 92 140. Dr. Hans Scheidemantel, Agnestr. 64, u. Dr. Julius Scheidemantel, Trogerstr. 54, München. Verfahren zur Herstellung poröser Formlinge als Bau- und Isolierkörper aus Holzwolle und erhärtenden Bindemitteln. 11. XI. 39.
- Kl. 80 b, Gr. 3. B 140 30. Erich Boyneburg, Klagenfurt; Vertr.: W. Zimmerman, Dipl.-Ing. E. Jourdan, W. Paap, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11, Verfahren zur Herstellung magnesiareicher Portlandzemente. 10. IV. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 25. P 61 260. Hermann Plauson, Darmstadt, Weiterstädter Str. 42. Verfahren zur Veredelung von Schieferbitumen. 18. IX. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. W 82 430. Westfälische Mineralöl- und Asphaltwerke W. H. Schmitz Komm.-Ges., Dortmund, Hansaring 3. Verfahren zur Herstellung eines Straßenbaustoffes für den Kalteinbau hochwertiger Straßendecken. 22. IV. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 8 30. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Schaltvorrichtung für den Antriebsmotor eines zweiteiligen Wehrrschlusses. 16. I. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 110 785. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Einrichtung zum Verspannen des freien Endes von Hochbaggerknickleitern gegen seitliche Kräfte. 31. V. 30.
- Kl. 84 d, B 2. M 110 785. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Eimer für Bagger, Absetzer u. dgl. 27. VI. 29.